

PROF. UNIV. DR. DOC. ING.  
**VALERIU BLIDARU**

## GENIU RURAL

# AMENAJĂRI TERITORIALE HIDRAULICO-AGRARE

pentru Îmbunătățiri Funciare și Gospodărirea Apelor  
cu Baza tehnico-științifică „Hidraulica și scheme hidrotehnice”

Concepții privind tehnica irigației:  
Scheme hidrotehnice cu orientări spre automatizare și  
Bazele de calcul și realizarea tehnicii drenajului  
cu fundamentarea tehnicii drenajului pe modele matematice și fizice

6



Conductele îngropate ale unei rețele moderne  
de distribuție a apei sub presiune

*• bornă și număr de prize  
φ125 - conductă cu indicarea diametrului interior al tubului;  
fiecare tip de hasură acoperă un grup de parcele irigate  
prin aceeași bornă*

**VALERIU BLIDARU**

---

**GENIU RURAL  
AMENAJĂRI TERITORIALE  
HIDRAULICO-AGRARE**

**pentru  
Îmbunătățiri Funciare și Gospodărirea Apelor  
cu  
Baza tehnico-științifică  
„Hidraulica și scheme hidrotehnice”**

**Volumul 6**

**Concepții privind tehnica irigației:  
Scheme hidrotehnice cu orientări spre automatizare și  
Bazele de calcul și realizarea tehnicii drenajului  
cu fundamentarea tehnicii drenajului pe modele  
matematice și fizice**





**Prof. Univ. Dr. Doc. Ing. VALERIU BLIDARU**

Inginer Geniu Rural  
Doctor Docent în Științe  
*LAUREAT AL ACADEMIEI ROMÂNE*  
*Distins cu GRAND PRIZE, EUROINVENT*

# **GENIU RURAL**

## **AMENAJĂRI TERITORIALE HIDRAULICO-AGRARE pentru Îmbunătățiri Funciare și Gospodărirea Apelor CU**

**Baza tehnico-științifică „Hidraulica și scheme hidrotehnice”**

---

**Volumul 6**

***Concepții privind tehnica irigației:  
Scheme hidrotehnice cu orientări spre automatizare și  
Bazele de calcul și realizarea tehnicii drenajului  
cu fundamentarea tehnicii drenajului  
pe modele matematice și fizice***

---

**Presa Universitară Clujeană**

**2022**

***Referenți științifici:***

**Prof. univ. emerit dr. ing. Florian Stătescu**

**Conf. univ. dr. ing. Nicolae Marcoie**

**ISBN general: 978-606-37-1526-6**

**ISBN specific: 978-606-37-1533-4**

© 2022 Coordonatorul volumului. Toate drepturile rezervate.  
Reproducerea integrală sau parțială a textului, prin orice mijloace,  
fără acordul coordonatorului, este interzisă și se pedepsește  
conform legii.

**Redactor: dr. ing. Beno Haimovici**

**Tehnoredactor: ing. Cezar Baci**

**Universitatea Babeș-Bolyai**

**Presa Universitară Clujeană**

**Director: Codruța Săcelean**

**Str. Hasdeu nr. 51**

**400371 Cluj-Napoca, România**

**Tel./Fax: (+40)-264-597.401**

**E-mail: editura@ubbcluj.ro**

**<http://www.editura.ubbcluj.ro/>**

## CUPRINS

<b>CONCEPȚII PRIVIND TEHNICA IRIGAȚIEI .....</b>	<b>17</b>
1.1. GENERALITĂȚI. EVOLUȚIA IRIGAȚIEI. PRINCIPALELE TIPURI DE REȚELE ȘI METODE DE IRIGAȚII.....	17
1.2. PERFECTIONĂRI ÎN TEHNICA IRIGAȚIEI.....	20
1.3. COEFICIENȚI DE EFICACITATE AI IRIGAȚIEI.....	21
1.4. ORIENTĂRI ȘI PERSPECTIVE ÎN TEHNICA IRIGAȚIEI .....	23
1.5. DEFINIREA UNUI SISTEM MODERN DE IRIGAȚII ȘI PRECIZAREA STUDIILOR NECESARE ELABORĂRII PROIECTULUI.....	28
1.5.1. Caracteristicile sistemului modern de irigații.....	28
1.5.2. Studii și analize necesare proiectării sistemelor de irigații .....	29
1.6. MATERIALE, ECHIPAMENTE, TEHNOLOGII ȘI PROBLEME DE ÎNTREȚINERE ȘI EXPLOATARE A SISTEMELOR DE IRIGAT .....	32
<b>SCHEMA HIDROTEHNICĂ. ORIENTĂRI SPRE AUTOMATIZARE .....</b>	<b>34</b>
2.1. ROLUL RELIEFULUI ÎN FIXAREA SCHEMEI HIDROTEHNICE .....	34
2.2. POZIȚIA CENTRULUI DE PRIZĂ.....	36
2.3. SCHEMA ȘI NATURA REȚELEI DE ADUCȚIUNE (R.A.), DE DISTRIBUȚIE (R.D.) ȘI DE COLECTARE (R.C.) .....	38
2.4. CONSIDERAȚII ȘI ORIENTĂRI ASUPRA REȚELELOR SCHEMEI HIDROTEHNICE .....	40
2.5. SECURITATEA EXPLOATĂRII.....	43
<b>DEBITUL DE CALCUL PENTRU PROIECTAREA SISTEMELOR DE IRIGAȚII ȘI SURSE DE APĂ OPTIM ECONOMICE.....</b>	<b>48</b>
3.1. PREZENTAREA PROBLEMEI. GENERALITĂȚI.....	48
3.2. DEBITUL SPECIFIC.....	49
3.2.1. În soluția debitului caracteristic $q_c$ .....	49
3.2.2. În soluția hidromodulului $\lambda$ .....	50
3.2.3. Concluzii, exemple .....	52
3.3. PROBLEME DE FIZICĂ ATMOSFERICĂ IMPLICATE ÎN PROIECTAREA DEBITULUI.....	53
3.3.1. Evapotranspirația ca fenomen fizic.....	53
3.3.2. Procedee de estimare a evapotranspirației.....	58
3.3.3. Complexul „climă – irigații” și evapotranspirația.....	66
3.4. PROBLEME DE FIZICA SOLULUI ȘI ELEMENTE TEHNICO-ORGANIZATORICE ALE UDĂRILOR IMPLICATE ÎN PROIECTAREA DEBITULUI.....	69
3.4.1. Factori naturali și elemente tehnico-organizatorice.....	69
3.4.2. Indicații tehnico-aplicative pentru udări .....	70
3.5. BAZA DE CALCUL A REȚELEI DE ADUCȚIUNE ȘI DISTRIBUȚIE A APEI .....	76
3.5.1. Debitul de derivație ( $Q_{dv}$ ).....	76
3.5.2. Metode de distribuție a apei .....	77
3.5.2.1. Distribuția pe rețeaua de irigație deschisă.....	78
3.5.2.2. Distribuția pe rețeaua de irigație închisă sub presiune .....	81
3.6. SURSE DE APĂ OPTIM ECONOMICE CARE ASIGURĂ DEBITELE ȘI VOLUMELE NECESARE, „LA CERERE” .....	85

3.6.1. Optimizarea parametrilor acumulării cu folosințe complexe. Aspecte generale.....	86
3.6.2. Scheme de amenajare și model de calcul la stabilirea parametrilor optimi ai acumulării cu folosințe complexe.....	87

## **ELEMENTELE REȚELELOR DESCHISE. CANALELE. PROBLEME CONSTRUCTIVE ȘI DE CALCUL ÎN REGIM NEAUTOMATIZAT**

.....	92
4.1. TRASEUL CANALELOR.....	92
4.2. PROFILE LONGITUDINALE ȘI TRANSVERSALE.....	93
4.2.1. Profilul longitudinal al canalelor de aducțiune și sectoarele de calcul, în regim permanent.....	93
4.2.2. Viteza apei.....	95
4.2.3. Profile transversale caracteristice rețelelor de irigații.....	95
4.2.4. Profile transversale caracteristice sectoarelor de legătură: galerii, apeducte, poduri – canale, sifoane.....	105
4.3. PROFILE TRANSVERSALE CARACTERISTICE CANALELOR CU FOLOSINȚE MULTIPLE.....	109
4.3.1. La canalele cu folosință mixtă: irigații și navigație.....	109
4.3.2. La canalele cu folosință mixtă: irigații și producerea de energie.....	111
4.3.3. Aspecte tehnico-economice privind alegerea secțiunii.....	112
4.3.4. Hidrostații pe canalele sistemelor de irigații.....	113
4.4. IMPERMEABILIZAREA CANALELOR DE IRIGAȚII.....	114
4.4.1. Necesitatea impermeabilizărilor.....	114
4.4.2. Determinarea pierderilor de apă prin infiltrație.....	115
4.4.3. Tipuri de îmbrăcăminti.....	117
4.4.4. Aspecte tehnico-economice privind alegerea îmbrăcămintilor.....	121
4.5. DRENAREA FUNDAȚIEI CANALELOR DE IRIGAȚIE.....	123

## **AUTOMATIZAREA REȚELELOR DE CANALE: ADUCȚIUNI ȘI DERIVAȚII. REGLĂRI ȘI COMENZI.....125**

5.1. UTILITATEA TEHNICĂ ȘI ECONOMICĂ A AUTOMATIZĂRII SISTEMELOR DE IRIGAȚII.....	125
5.2. AUTOMATIZAREA PE BIEFURILE REȚELEI DE CANALE.....	126
5.2.1. Reglarea debitelor și tehnica reglării.....	126
5.2.1.1. Necesitatea controlului debitelor.....	126
5.2.1.2. Aparatură pentru distribuția debitelor.....	127
5.2.2. Reglarea nivelurilor și tehnica reglării.....	145
5.2.2.1. Necesitatea controlului nivelurilor.....	145
5.2.2.2. Dispozitive (mecanisme) de reglare a nivelurilor (D.R.N.), clasificarea lor.....	147
5.2.2.3. Dispozitive pentru menținerea unui nivel dat (cerut) constant.....	148
5.2.2.4. Dispozitive pentru efectuarea unui reglaj complex.....	163
5.2.2.5. Dispozitive pentru menținerea în aval a unui nivel dat (cerut) și reglabil.....	165
5.2.2.6. Dispozitive pentru prevenirea (evitarea) revărsării unui canal.....	166
5.3. FUNCȚIONAREA REȚELEI. SISTEME DE COMANDĂ ȘI REGLAJ.....	172
5.3.1. Sisteme de comandă.....	172
5.3.1.1. Sistemul de distribuție cu comandă din amonte.....	172
5.3.1.2. Sistemul de distribuție cu comandă din aval.....	175
5.3.1.3. Concluzii asupra sistemelor de comandă din amonte și din aval.....	177
5.3.1.4. Comandă din aval deservită din amonte.....	178
5.3.1.5. Analize și concluzii, pe plan mondial, asupra sistemelor de comandă și reglaj.....	178
5.4. AUTOMATIZARE COMPLEXĂ DE TIP ELECTRIC, FOLOSIND INFORMAȚIILE DE DEBIT ȘI NIVEL (EXEMPLU – SISTEMUL DE IRIGAȚII SADOVA – CORABIA).....	184
5.4.1. Schema hidrotehnică a aducțiunii și rețelei deschise de distribuție.....	184
5.4.2. Schema generală a automatizării.....	187

5.4.3. Funcționarea automatizată a stațiilor de punere sub presiune.....	188
5.4.4. Funcționarea automatizată a canalelor de distribuție.....	189
5.4.5. Funcționarea automatizată a rețelei de aducțiune.....	193
5.5. EXEMPLU DE AUTOMATIZARE ELECTRICĂ COMPLEXĂ, FOLOSIND INFORMAȚIILE DE DEBIT (EXEMPLU SISTEMUL DE IRIGAȚII OLT – CĂLMĂȚUI).....	199
5.6. AUTOMATIZAREA PRIVIND INFORMAȚIILE DE NIVEL (EXEMPLU – SISTEMUL DE IRIGAȚII TERASA NICOREȘTI – TECUCI – MOVILENI).....	199
5.7. CONTRIBUȚII PE PLAN MONDIAL LA FIXAREA UNOR PRINCIPII MODERNE DE EXPLOATARE AUTOMATĂ A REȚELELOR DE IRIGAȚIE .....	201
5.7.1. Controlul automat al debitelor pe canale .....	201
5.7.2. Exploatarea amenajărilor mari de irigații .....	202

## **PROBLEME DE CALCUL PENTRU DIMENSIONAREA BIEFURILOR REȚELELOR DE CANALE CU FUNCȚIONARE AUTOMATĂ .....210**

6.1. SCHEMA BIEFURILOR DE CALCUL .....	210
6.2. CARACTERISTICILE MIȘCĂRII NEPERMANENTE.....	211
6.3. METODE DE CALCUL AL CANALELOR ÎN IPOTEZA FUNCȚIONĂRII AUTOMATE. EXEMPLE DE CALCUL.....	212
6.3.1. Metoda diferențelor finite .....	214
6.3.2. Metoda micilor oscilații.....	217
6.3.3. Metoda bilanțului .....	223
6.3.4. Alegerea vanelor.....	232
6.4. APRECIERI ASUPRA METODELOR DE REALIZARE A BIEFURILOR CU FUNCȚIONARE AUTOMATĂ .....	233

## **REȚELE DE DISTRIBUȚIE CU FUNCȚIONARE AUTOMATĂ. CONDIȚII DE PROIECTARE, EXECUȚIE ȘI EXPLOATARE. BAZA DE CALCUL.....236**

7.1. SCHEME DE PRINCIPIU ALE TIPURILOR DE REȚELE DE DISTRIBUȚIE CU ELEMENTE COMPONENTE .....	236
7.2. POMPAREA ȘI REGLAREA ÎN REGIM CONTINUU ȘI DISCONTINUU. ASIGURAREA DEBITULUI ȘI PRESIUNII ÎN REȚEAUA DE DISTRIBUȚIE CU FUNCȚIONARE „LA CERERE” .....	240
7.2.1. Considerații asupra stațiilor de pompare (Stpp) din rețelele de distribuție pentru irigații.....	240
7.2.2. Echipamentul mecanic .....	240
7.2.3. Reglarea.....	241
7.2.3.1. Date generale asupra reglării .....	241
7.2.3.2. Reglări cu regim discontinuu .....	243
7.2.3.3. Reglări cu regim continuu .....	246
7.2.4. Caracteristici tehnico-construcative ale stațiilor și rezervoarelor-castele de apă pentru rețelele de irigații sub presiune, funcționând „la cerere” .....	247
7.3. REȚEAUA DE CONDUCTE ( $R_c$ ).....	254
7.3.1. Hidranții de irigație ( $H_i$ ). Soluții de amplasare, tipuri și caracteristici tehnice și funcționale.....	254
7.3.2. Tipuri de rețele și trasee .....	256
7.3.2.1. Tipuri de rețele și trasee în soluția I ( $S_1$ ).....	256
7.3.2.2. Tipuri de rețele și trasee în soluția a II-a ( $S_2$ ).....	267
7.3.3. Conductele și echipamentul de control și protecție în rețelele de irigații sub presiune.....	280
7.3.3.1. Conductele. Condiții de alegere .....	280
7.3.3.2. Echipamentul de control și de protecție al conductelor .....	283
7.3.3.3. Echipamentul de protecție a rețelei contra presiunilor excesive, depresionilor și pungilor de aer.....	287
7.3.4. Instalații și dispozitive de distribuție a apei în interiorul plotului (blocului), pe parcele .....	295



7.3.4.1. Instalații cu aripi mobile de aspersiune.....	296
7.3.4.2. Instalații semimobile cu presiune medie, cu aspersoare pe suport deplasabil.....	306
7.3.4.3. Instalații cu dispozitive speciale „Aripi mobile uriașe”.....	308
7.3.4.4. Instalații fixe de irigație prin aspersiune de tip anonsabil.....	317
7.3.4.5. Instalații cu conducte flexibile deservind elementele de udare prin scurgere la suprafață. Contribuții aduse de colectivul Catedrei de Hidraulică și hidroameliorații din Institutul Politehnic „Gh. Asachi” Iași.....	323
<b>7.4. CALCULUL REȚELOR DE DISTRIBUȚIE (R.D.) ÎN TEHNICA IRIGAȚIEI CU FUNCȚIONARE „LA CERERE”.....</b>	<b>337</b>
7.4.1. Aprecieri asupra metodelor de calcul. Evoluția concepțiilor și procedeele.....	337
7.4.2. Calculul debitelor în rețelele de irigație funcționând „la cerere”. Formulele „cererii”.....	340
7.4.3. Determinarea diametrelor economice pe o rețea dată.....	344
7.4.3.1. Metoda programării liniare.....	345
7.4.3.2. Metoda discontinui propusă de Y. Labye.....	346
7.4.3.3. Comparatie între cele două metode.....	348

## **AUTOMATIZAREA PROCESELOR DE IRIGARE – UDARE LA NIVELUL PARCELELOR ȘI AL SECTOARELOR DE UDARE.....352**

<b>8.1. GENERALITĂȚI. SCHEME GENERALE DE AUTOMATIZARE.....</b>	<b>352</b>
8.1.1. Schema informatică a procesului de automatizare.....	352
8.1.2. Schema-bloc a componentelor complexului de mijloace tehnice dintr-un sistem de automatizare.....	353
8.1.3. Scheme de elemente pentru automatizare.....	354
<b>8.2. SCHEME DE AUTOMATIZARE APLICATE ÎN IRIGAȚII LA NIVELUL SECTOARELOR DE IRIGAT.....</b>	<b>356</b>
<b>8.3. METODE, ECHIPAMENTE ȘI APARATE FOLOSITE ÎN AUTOMATIZAREA PROCESULUI DE IRIGARE.....</b>	<b>358</b>
8.3.1. Metode, echipamente și aparate pentru colectarea (măsurarea) datelor.....	358
8.3.1.1. Măsurarea umidității din sol. Principii, metode și aparate.....	359
8.3.1.2. Măsurarea sucțiunii. Principii, metode și aparate.....	366
8.3.1.3. Măsurarea consumului de apă al plantelor. Principii, metode, aparate.....	372
8.3.2. Metode, echipamente și aparate pentru prelucrarea și interpretarea datelor.....	378
8.3.3. Metode, echipamente și aparate pentru comenzi în sistem.....	379
8.3.4. Metode, echipamente și aparate pentru control în sistem.....	385
<b>8.4. SCHEMĂ DE AUTOMATIZARE TOTALĂ ÎN IRIGAȚII, ÎN CONFORMITATE CU NORMELE SISTEMULUI UNIVERSAL DE REGLAJ (S.U.R.).....</b>	<b>388</b>
8.4.1. Exemplificare de automatizare totală a unui sector (plot) de irigație prin aspersiune.....	390
8.4.2. Automatizarea platformei experimentale din Laboratorul de irigații și drenaje al Institutului Politehnic „Gh. Asachi”, Iași.....	392

## **EXEMPLE DE TEHNICI DE IRIGAȚIE FUNCȚIONÂND ÎN CADRUL UNUI SISTEM DE IRIGAȚII COMPLET AUTOMATIZAT.....395**

<b>9.1. IRIGAȚIA ANTIGEL. OPORTUNITATEA, ZONELE INTERESATE (EXEMPLE PENTRU ROMÂNIA), BAZA TEORETICO-ȘTIINȚIFICĂ ȘI TEHNICO-APLICATIVĂ.....</b>	<b>395</b>
9.1.1. Generalități.....	395
9.1.2. Fenomenele de îngheț în anotimpurile de tranziție și oportunitatea protejării plantațiilor.....	396
9.1.3. Cauzele producerii fenomenelor de îngheț în anotimpurile de tranziție în țara noastră.....	397
9.1.3.1. Complexul natural (factorii locali și agrofitehnici).....	397
9.1.3.2. Complexul meteorologic (temperatura, vântul, nebulozitatea și ceața).....	398
9.1.4. Ariile de repartiție a înghețurilor și a frecvenței zilelor cu îngheț în anotimpurile de tranziție în România.....	399
9.1.5. Metode de protecție contra înghețurilor folosite în plantații.....	401
9.1.6. Tehnica aspersiunii antigel și baza de calcul.....	405

9.1.6.1. Cantitatea de căldură ce trebuie recuperată.....	405
9.1.6.2. Cantitatea de apă necesară. Calitatea apei.....	412
9.1.6.3. Alt procedeu de calcul al intensității necesare aspersiunii antigel .....	413
9.1.6.4. Condiții tehnico-funcționale și de calitate pe care trebuie să le îndeplinească ploaia și instalația de aspersiune în scop de protecție antigel.....	416
9.1.7. Organizarea unei stații pilot de aspersiune antigel în cadrul Laboratorului de irigații și drenaje al Catedrei de hidraulică și hidroameliorații din Institutul Politehnic „Gh. Asachi” – Iași .....	421
9.2. IRIGAȚIA PRIN PICURARE .....	425
9.2.1. Aspecte privind dezvoltarea metodei în diverse variante, caracteristici și condiții de aplicare.....	425
9.2.2. Elemente tehnice ale metodei de irigare prin picurare .....	434
9.2.3. Tehnica amenajării la irigarea prin picurare și tipuri de instalații.....	435
9.3. IRIGAREA PRIN BRAZDE .....	448
9.3.1. Elemente de calcul pentru udarea prin brazde.....	449
9.3.1.1. Lungimea brazdei .....	449
9.3.1.2. Debitul brazdei .....	450
9.3.1.3. Eficiența udării .....	453
9.3.2. Procedee de distribuție a apei în cazul irigației prin brazde.....	453
<b>BAZA DE CALCUL ȘI REALIZAREA TEHNICĂ A DRENAJULUI.....</b>	<b>458</b>
10.1. GENERALITĂȚI. ASPECTE CU PRIVIRE LA PROBLEMA DRENAJULUI ÎN DIVERSE ZONE. NECESITATEA DRENAJULUI ÎN GENERAL ȘI PE TERENURILE IRIGABILE ÎN SPECIAL .....	458
10.2. SCHEMA SISTEMELOR DE DRENAJ (S.D.) ȘI ELEMENTELE DE CALCUL .....	465
10.2.1. Elementele rețelelor de drenaj.....	465
10.2.2. Separarea apelor scurse de pe terenurile înalte de cele din zona joasă .....	466
10.3. DEBITUL DE CALCUL PENTRU PROIECTAREA REȚELELOR DE DRENAJ (COLECTARE – EVACUARE).....	467
10.3.1. Determinarea debitului de evacuare provenit din scurgeri de suprafață.....	468
10.3.2. Determinarea debitului de evacuare provenit din scurgeri freatice.....	475
10.3.3. Concluzii asupra debitului de evacuare .....	477
10.4. NOȚIUNI DE HIDRAULICA DRENAJULUI. CALCUL ȘI PROIECTARE .....	478
10.4.1. Drenaje orizontale.....	478
10.4.1.1. Noțiuni de mișcare a apei în sol și spre drenuri .....	478
10.4.1.2. Tehnica proiectării rețelei de drenaj orizontal.....	490
10.4.2. Drenaje verticale și radiale.....	491
10.4.2.1. Drenajul prin puțuri de pompare. Noțiuni hidraulice și calcul de proiectare .....	491
10.4.2.2. Drenajul prin puțuri absorbante .....	495
10.4.2.3. Drenajul radial .....	496
10.4.3. Drenaje speciale.....	497
10.4.3.1. Drenaje de ventilare .....	497
10.4.3.2. Drenaje pe strat impermeabil ondulat .....	498
10.4.3.3. Drenaje pentru drenarea terenurilor cu izvoare.....	498
10.4.3.4. Drenaje pentru asigurarea stabilității maselor de pământ alunecătoare.....	499
10.4.3.5. Reglarea bilaterală a nișelului apei freatice în sol .....	501
10.5. CONSTRUCȚII, INSTALAȚII ȘI DISPOZITIVE ÎN SISTEMELE DE DRENAJ.....	503
<b>FUNDAMENTAREA TEHNICII DRENAJULUI PE MODELE MATEMATICE ȘI FIZICE .....</b>	<b>508</b>
11.1. MODELE MATEMATICE PENTRU STUDIUL DRENAJULUI .....	508
11.1.1. Model matematic pentru studiul mișcării apei spre drenuri .....	509
11.1.1.1. Model matematic pentru studiul mișcării apei spre drenuri în regim permanent .....	509
11.1.1.2. Model matematic pentru cazul mișcării apei spre drenuri în regim nepermanent .....	510
11.1.1.3. Modele analogice pentru studiul drenajului .....	513

11.2. MODELE FIZICE PENTRU STUDIUL DRENAJULUI .....	515
11.2.1. Modele fizice la scară de laborator pentru studiul drenajului.....	515
11.2.2. Modele fizice la scară naturală pentru studiul drenajului.....	516
11.3. EXEMPLE DE MODELE FIZICE PENTRU STUDIUL DRENAJULUI REALIZATE ÎN CADRUL LABORATORULUI DE IRIGAȚII ȘI DRENAJE AL INSTITUTULUI POLITEHNIC „GH. ASACHI” – IAȘI.....	517
11.3.1. Modele fizice de laborator pentru studiul drenajului.....	517
11.3.2. Platforma experimentală pentru studiul drenajului .....	521

## CONTENTS

<b>CONCEPTIONS REGARDING THE IRRIGATION TECHNIQUE .....</b>	<b>17</b>
1.1. GENERALS. IRRIGATION EVOLUTION .....	17
1.2. IMPROVEMENTS IN IRRIGATION TECHNIQUE.....	20
1.3. EFFICIENCY COEFFICIENTS OF IRRIGATION.....	21
1.4. DIRECTIONS AND PERSPECTIVES IN IRRIGATION.....	23
1.5. DEFINITION OF A MODERN IRRIGATION SYSTEM. SPECIAL STUDIES FOR IRRIGATION SYSTEMS DESIGNING.....	28
1.5.1. Modern irrigation system characteristics .....	28
1.5.2. Necessary studies and analysis for the irrigation systems designing.....	29
1.6. MATERIALS, EQUIPMENT, TECHNOLOGIES MAINTENANCE AND WORKING ASPECTS OF IRRIGATION SYSTEMS.....	32
<b>HYDROTECHNICAL SCHEME. DIRECTIONS TOWARDS .....</b>	<b>34</b>
2.1. RELIEF'S IMPORTANCE IN THE HYDROTECHNICAL SCHEME ESTABLISHMENT .....	34
2.2. WATER INTAKE POINT SITE.....	36
2.3. SCHEME AND TYPE OF WATER HEADRACE DISTRIBUTION AND COLLECTING NETWORKS .....	38
2.4. CONSIDERATIONS AND DIRECTIONS ON THE HYDROTECHNICAL SCHEME .....	40
2.5. WORKING SECURITY .....	43
<b>WATERS DISCHARGE FOR IRRIGATION SYSTEMS DESIGNING. OPTIMUM ECONOMICAL WATER SOURCES .....</b>	<b>48</b>
3.1. GENERALS.....	48
3.2. SPECIFIC WATER DISCHARGE .....	49
3.2.1. In the solution of characteristic water discharge .....	49
3.2.2. In the solution of duty water .....	50
3.2.3. Conclusions, examples .....	52
3.3. ATMOSPHERICALLY PHYSICS PROBLEMS INVOLVED IN WATER DISCHARGE DESIGNING.....	53
3.3.1. Evapotranspiration as a physical phenomenon .....	53
3.3.2. Methods of evapotranspiration calculus.....	58
3.3.3. Climate – irrigation complex and evapotranspiration.....	66
3.4. SOIL PHYSICS PROBLEMS AND TECHNICAL ORGANIZING. ELEMENTS OF WATERING INVOLVED IN WATER DISCHARGE DESIGNING .....	69
3.4.1. Natural factors and technical-organizing elements.....	69
3.4.2. Technical-applicable directions of watering.....	70
3.5. COMPUTING BASIS OF CONVEYANCE AND DISTRIBUTION NETWORK.....	76
3.5.1. Diversion water discharge .....	76
3.5.2. Water distribution methods .....	77
3.6. ECONOMICAL OPTIMUM WATER SOURCES, SUPPLYING THE NECESSARY VOLUMES AND DISCHARGES AT DEMAND .....	85
3.6.1. Multiple-purpose storage parameters optimization generals .....	86

3.6.2. Development schemes and computing model in the optimum parameters estimation of multiple purpose storage .....	87
---	----

## **OPEN NETWORK COMPONENTS, CHANNELS. CONSTRUCTIVE AND INITIAL CALCULUS PROBLEMS IN UNAUTOMATED WORKING CONDITIONS ..... 92**

4.1. CHANNELS SETTLEMENT .....	92
4.2. LONGITUDINAL AND TRANSVERSAL PROFILES .....	93
4.2.1. Longitudinal profile of headrace water channels and of calculus reaches under steady flow conditions .....	93
4.2.2. Water velocity .....	95
4.2.3. Transversal profiles characteristic for irrigation.....	95
4.2.4. Transversal profiles characteristic for link reaches: tunnels, aqueducts, bridge – channels, siphons.....	105
4.3. TRANSVERSAL PROFILES CHARACTERISTIC FOR MULTIPLE PURPOSE CHANNELS.....	109
4.3.1. In channels with mixed use: irrigation and navigation.....	109
4.3.2. In channels with mixed use: irrigation and energy production.....	111
4.3.3. Technical and economical aspects.....	112
4.3.4. Hydro channels irrigation systems.....	113
4.4. IRRIGATION CHANNEL LINING.....	114
4.4.1. Lining necessity .....	114
4.4.2. Estimation of Infiltration water losses .....	115
4.4.3. Lining types.....	117
4.4.4. Technical – economical aspects concerning lining choice.....	121
4.5. IRRIGATION CHANNEL FOUNDATION DRAINAGE .....	123

## **Ch. 5. CHANNEL, HEADRACE AND DERIVATION NETWORK AUTOMATION ..... 125**

5.1. TECHNICAL UTILITY OF IRRIGATION SYSTEMS AUTOMATION .....	125
5.2. AUTOMATION ON CHANNEL NETWORK POOLS .....	126
5.2.1. Water discharge regulation and its technique.....	126
5.2.2. Level regulation and its technique .....	145
5.3. NETWORK WORKING. CONTROL AND REGULATION SYSTEMS .....	172
5.3.1. Command systems .....	172
5.4. ELECTRICAL COMPLEX AUTOMATION USING THE WATER LEVEL AND DISCHARGE INFORMATION (E.G. SADOVA – CORABIA IRRIGATION SYSTEMS).....	184
5.4.1. Hydrotechnical scheme of headrace and open distribution network.....	184
5.4.2. General scheme of automation.....	187
5.4.3. Automated working .....	188
5.4.4. Automated working of distribution channels .....	189
5.4.5. Automated working of headrace network.....	193
5.5. EXAMPLE OF A COMPLEX ELECTRICAL AUTOMATION USING WATER DISCHARGE INFORMATION (OLT – CĂLMĂȚUI IRRIGATION SYSTEM).....	199
5.6. AUTOMATION USING LEVEL INFORMATION (E.G. NICOREȘTI – TECUCI – MOVILENI TERRACE IRRIGATION SYSTEM).....	199
5.7. WORLD CONTRIBUTIONS IN THE ESTABLISHMENT OF SOME MODERN PRINCIPLES OF IRRIGATION NETWORK AUTOMATED WORKING.....	201

5.7.1. Automated regulation of water discharge on channels.....	201
5.7.2. Working of great irrigation systems .....	202

## **COMPUTATION PROBLEMS FOR THE DESIGNING OF CHANNEL NETWORKS POOLS UNDER AUTOMATED CONDITIONS.....210**

6.1. SCHEME OF THE POOL TO BE COMPUTED .....	210
6.2. UNSTEADY FLOW CHARACTERISTICS .....	211
6.3. CHANNELS COMPUTATION METHODS ON THE AUTOMATED WORKING ASSUMPTION .....	212
6.3.1. Finite differential method .....	214
6.3.2. Small oscillations method.....	217
6.3.3. Balance method.....	223
6.3.4. Valve choice.....	232
6.4. CONSIDERATIONS ON THE METHODS OF AUTOMATED POOLS EXECUTION.....	233

## **AUTOMATED DISTRIBUTION NETWORKS, DESIGNING EXECUTION AND WORKING CONDITIONS, COMPUTATION BASIS .....236**

7.1. GENERAL SCHEMES OF DISTRIBUTION NETWORKS TYPES AND ITS COMPONENTS .....	236
7.2. STEADY AND UNSTEADY WATER PUMPING AND REGULATION. WATER DISCHARGE AND PRESSURE SUPPLY IN THE DISTRIBUTION NETWORK WORKING AT DEMAND.....	240
7.2.1. Consideration on pumping stations of irrigation distribution networks.....	240
7.2.2. Mechanical equipment.....	240
7.2.3. Regulation.....	241
7.2.4. Constructive characteristics of reservoirs and pumping stations – water towers for irrigation pressure pipes networks functioning at demand.....	247
7.3. CONDUITS NETWORK .....	254
7.3.1. Irrigation hydrants. site, types; technical and functional characteristics .....	254
7.3.2. Locations and networks types .....	256
7.3.3. Conduits; control and protection equipment in irrigation pressure pipes network.....	280
7.3.4. Installations and devices for water distribution inside the plot.....	295
7.4. DISTRIBUTION NETWORK CALCULUS .....	337
7.4.1. Considerations on calculus methods. Evolution of conceptions and methods.....	337
7.4.2. Water discharge calculus in irrigation networks functioning at demand. „Demand” forms .....	340
7.4.3. Determination of economical diameters on a given network .....	344

## **AUTOMATION WATERING – IRRIGATION PROCESSES INSIDE THE PLOT.....352**

8.1. Generals. General automation schemes.....	352
8.1.1. Scheme of automation process.....	352
8.1.2. Schematic representation of complex technical components in an automation system.....	353
8.1.3. Schemes of elements for automation .....	354
8.2. AUTOMATION SCHEMES APPLIED IN PLOT IRRIGATION.....	356
8.3. METHODS, EQUIPMENT, DEVICES USED IN IRRIGATION AUTOMATION .....	358
8.3.1. Methods, equipment, devices used in data collection.....	358
8.3.2. Methods, equipment and apparatus for analysis and interpretation of data.....	378
8.3.3. Methods, equipment, apparatus for command in systems.....	379
8.3.4. Methods, equipment, apparatus for control in system .....	385

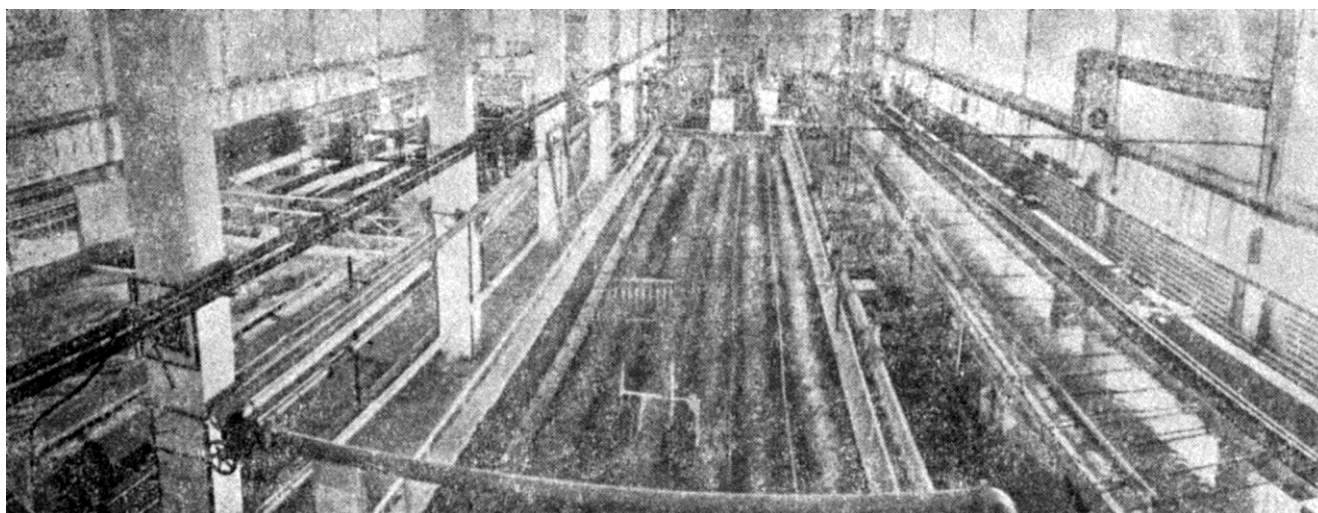


8.4. TOTAL AUTOMATION SCHEME IN IRRIGATION, ACCORDING TO WORLD REGULATING SYSTEM.....	388
8.4.1. Exemplification of total automation of a sprinkler irrigation plot .....	390
8.4.2. Automation of experimental platform in the Drainage and Irrigation Laboratory, Polytechnic Institute „Gh. Asachi”, Iași .....	392
<b>EXAMPLES OF IRRIGATION TECHNIQUES FUNCTIONING IN A COMPLETELY AUTOMATED IRRIGATION SYSTEM.....</b>	<b>395</b>
9.1. Frost control irrigation, motivation, interested zones (examples for S.R. of Romania scientific-technical basis).....	395
9.1.1. Generals.....	395
9.1.2. Freezing phenomena in transition seasons and the necessity of plant protection .....	396
9.1.3. The reasons of freezing phenomena production in transition seasons in our country .....	397
9.1.4. Freezing areas repartition and freezing days frequency in transition seasons in S.R. of Romania .....	399
9.1.5. Protection methods against freezing used in frost control sprinkling, calculus basis.....	401
9.1.6. Sprinkling against freezing technique and calculus basis.....	405
9.1.7. The development of an experimental platform for frost control sprinkling in the Irrigation and Drainage Laboratory – the Polytechnic Institute of Iași .....	421
9.2. DRIP IRRIGATION.....	425
9.2.1. Aspects concerning the development of this method in various forms, characteristics and conditions of application.....	425
9.2.2. Technical elements of drip watering .....	434
9.2.3. Technique of drip irrigation and types of equipment.....	435
9.3. IRRIGATION FURROWS.....	448
9.3.1. Elements of calculation for watering by furrows .....	449
9.3.2. Methods for the distribution of water for irrigation furrows .....	453
<b>CALCULUS BASIS AND TECHNICAL REALIZATION OF DRAINAGE.....</b>	<b>458</b>
10.1. GENERALS. ASPECTS OF DRAINAGE PROBLEM IN VARIOUS ZONES. DRAINAGE NECESSITY IN GENERAL AND ON IRRIGABLE LANDS ESPECIALLY .....	458
10.2. DRAINAGE SYSTEMS SCHEME. CALCULUS ELEMENTS .....	465
10.2.1. Drainage networks elements.....	465
10.2.2. Separation of high land waters runoff from low land.....	466
10.3. CALCULUS WATER DISCHARGE FOR DRAINAGE NETWORK DESIGNING .....	467
10.3.1. Outlet water discharge resulted from surface runoff .....	468
10.3.2. Outlet water discharge resulted from ground water runoff.....	475
10.3.3. Conclusions on outlet water discharge.....	477
10.4. DRAINAGE HYDRAULICS – CALCULUS AND DESIGN .....	478
10.4.1. Horizontal drainage .....	478
10.4.2. Vertical and radial drainage.....	491
10.4.3. Special drainage.....	497
10.5. STRUCTURES, EQUIPMENT AND DEVICES IN DRAINAGE.....	503
<b>MATHEMATICAL AND PHYSICAL MODELS IN DRAINAGE TECHNIQUE .....</b>	<b>508</b>
11.1. MATHEMATICAL MODEL FOR DRAINAGE STUDY .....	508
11.1.1. Mathematical model for the study of water movement to drains .....	509

---

11.2. PHYSICAL METHODS FOR DRAINAGE STUDY .....	515
11.2.1. Physical models on laboratory scale for drainage study.....	515
11.2.2. Naturally scaled physical models for drainage study .....	516
11.3. EXAMPLES OF PHYSICAL MODELS FOR DRAINAGE STUDY REALIZED IN THE IRRIGATION AND DRAINAGE LABORATORY, POLYTECHNIC INSTITUTE „GH. ASACHI”, IAȘI.....	517
11.3.1. Physical models for drainage study.....	517
11.3.2. Experimental platform for drainage study .....	521





Vedere generală – Laboratorul de Irigații și Drenaje – Institutul Politehnic „Gh. Asachi” Iași.

## Capitolul 1

# CONCEPȚII PRIVIND TEHNICA IRIGAȚIEI

## 1.1. GENERALITĂȚI. EVOLUȚIA IRIGAȚIEI. PRINCIPALELE TIPURI DE REȚELE ȘI METODE DE IRIGAȚII

Irigația – tehnică destinată acoperirii deficitului de apă în folosul producției agricole – a luat, în timp și spațiu, forme multiple, atât pe planul concepțiilor, cât și pe cel al metodelor tehnice de aplicare.

În funcție de condițiile naturale (climatice, agropedologice, relief, surse de apă), de cele social-organizatorice (structuri agrare, sisteme de producție, raporturi economice și sociale, capacități financiare de investiții) și de cele tehnice (dezvoltarea industriei producătoare de mașini, utilaje, aparate pentru tehnica irigației în amenajări și exploatare, tehnica captării și aducțiunii apei de la sursă la perimetrul irigabil, tehnica distribuirii apei pe parcele ș.a.) a evoluat și s-a diversificat tehnica irigației, ca: scop, scheme hidrotehnice (rețele) și metode de distribuție – irigare.

După **zonele climatice** se diferențiază [3]:

– *irigația de tip permanent*, în zonele aride, care primesc mai puțin de 200-250 mm precipitații pe an. În aceste zone, calificate deșertice, irigația condiționează reușita culturilor. În soluții moderne, sistemele de irigații (S.I.) sunt de tip permanent – fix, cu funcționare automată, pe bază de program;

– *irigația cu caracter complementar*, în zonele semiumede și umede. În aceste zone, irigația contribuie la creșterea randamentului mediu al recoltelor, protejarea culturilor în perioadele sau anii secetoși, introdu-

cerea culturilor speciale (de exemplu orezul), obținerea unor recolte duble, protejarea antigel, fertilizarea etc.

În soluții moderne și în condițiile unei economii bine consolidate, S.I.<sup>1</sup> pot fi de tip fix, cu funcționare automată, la „cerere”.

În perioadele sau în anii excedentari în apă, irigația se aplică parțial (în unele perioade sau pentru unele culturi) sau nu se aplică, putând să apară chiar necesitatea drenajului.

Ca **scheme hidrotehnice** sunt de reținut două tipuri extreme [2]:

– rețelele a căror concepție tehnică și realizare reflectă *structuri antice*, puternic ierarhizate și centralizate (de exemplu, în văile Nilului, Eufratului, Indusului);

– rețele în concepții tehnice moderne și bazate pe structuri organizatorice descentralizate – asociații, colective, cooperative, organizații intercooperatiste, interjudețene ș.a., de exemplu în România, fosta Uniune Sovietică, Bulgaria, Olanda, Franța (în sud), Italia (în nord).

Ca **metode sau tehnici de amenajare** pentru distribuția apei se înregistrează o gamă largă de procedee, legate de condițiile naturale și de nivelul tehnico-economic al perioadei respective:

a) *Agricultura pluvială*, care folosește apele din precipitații și viituri, pe versanți (prin: terase cultivate, mici acumulări sub formă de bazine – liman simple sau etajate, rigole înclinate pe curbele de nivel) sau în lun-

<sup>1</sup> Sistemele de irigații.

cile inundabile (bazine de inundare, gen lunca Nilului, care se cultivă după retragerea și infiltrarea apelor). Această tehnică veche și cu caracter local capătă în prezent o nouă semnificație, odată cu modernizarea sa, prin combinarea metodelor de irigare cu cele de conservare a apei și a solului și de combatere a eroziunii solului. În S.U.A. și China se acordă mare importanță acestei tehnici. În sudul Franței, reținerile de apă pe terase, „restanques”, sunt extinse și completate cu aport de apă pentru irigat din sisteme mixte de canale și conducte sub presiune. Aceste terase irigate sunt cultivate cu culturi intensive: legume, flori, pomi.

b) *Irigația intermitentă*, care beneficiază de potențialul hidraulic disponibil al cursurilor de apă (în special cursuri mici, torențiale, din zonele de deal), se aplică prin scurgerea la suprafață a apei derivate din râuri, prin lucrări rudimentare (praguri de fund, lease, canale, rigole, brazde și mici bazine, fără instalații corespunzătoare de dirijare a apei).

Ambele procedee de amenajări (a și b) se caracterizează prin: variația suprafeței irigate de la an la an, în funcție de volumele de apă disponibile; necesitatea unui număr ridicat de brațe de muncă necalificate; volum sporit de lucrări de reparații și întreținere; uneori litigii între beneficiari, din cauza distribuției defectuoase a apei ș.a.

Din aceste motive, irigațiile intermitente (pe drept cuvânt întâmplătoare) au fost și continuă să mai fie folosite, limitat (Rousillon din Pirineii Orientali, Alpi, Vosgi, Masivul Central – Franța [2]; zona Făgăraș – România [4] ș.a.), în cazul culturilor extensive de cereale, fânețe, plantații pomicole, care suportă mai ușor decât alte culturi fluctuațiile mari în procesul de irigare.

Deși rudimentar, acest sistem de irigare a fânelor și pășunilor din zonele de deal și munte merită totuși atenție în procesul de intensificare a sectorului zootehnic (bovine pentru carne ș.a.). Îmbunătățirea tehnicii procedurii de irigare intermitentă s-ar putea realiza prin: îmbogățirea surselor locale de apă (derivații, captarea izvoarelor, acumulări), controlul debitelor, omogenizarea distribuției apei pe teren prin rigole și planuri înclinate. Limita îmbunătățirilor tehnice este condiționată de caracterul extensiv al irigațiilor intermitente, al căror cost trebuie să fie compatibil cu rezultatele economice ce se pot atinge. Din punct de vedere al rețelelor se recomandă lucrări simple, compatibile cu intensitatea și frecvența viiturilor.

Caracterul aleator al viiturilor, impunând utilizarea unor volume mari de apă (în bazine – limane, în parcele – terase, prin brazde și revărsare) pentru a se profita de acestea (viituri), poate provoca pierderi prin infiltrație, ridicarea nivelului freatic, înmlăștiniri și chiar eroziuni (în special în zonele secetoase cu ver-

sanți descoperiți, ca, de exemplu, în Podișul Moldovenesc).

c) *Irigarea permanentă de suprafață*. Îmbunătățirea tehnicii de irigare la suprafață și extinderea perimetrelor irigabile au condus la S.I. cu rețele colective, dimensionate la parametri ce permit punerea de acord a volumelor de apă aduse cu nevoile plantelor și caracteristicile solului.

Captarea, transportul și distribuția apei se asigură printr-o rețea de canale deschise, de tipul celei din figura 1.1, calculată pentru a asigura la parcele debitul-modul<sup>1</sup> necesar (v. capitolul 3), care variază în țările mediteraneene între 20 și 40 l/s. În rețelele vechi, modulul de distribuție era de 50-100 l/s. Valoarea cea mai indicată a modulului se stabilește în funcție de lungimea parcelor, panta terenului, viteza de infiltrație a apei în sol și permeabilitatea solului.

Norma de udare și frecvența udărilor sunt legate de caracteristicile hidrodinamice ale solului, de adâncimea stratului radicular al plantelor respective și de condițiile climatice. Administrarea normelor se face în limita prevenirii pierderilor prin infiltrație; deci sistemul de irigație asigură o dirijare controlată a apei.

Asigurarea unei eficiențe maxime a irigației de suprafață este greu de realizat, datorită pierderilor mari de apă (prin infiltrație, evaporare și exploatare), precum și datorită faptului că aceste rețele (deschise) sunt supuse, din punct de vedere hidraulic și tehnic, unei organizări rigide a irigațiilor.

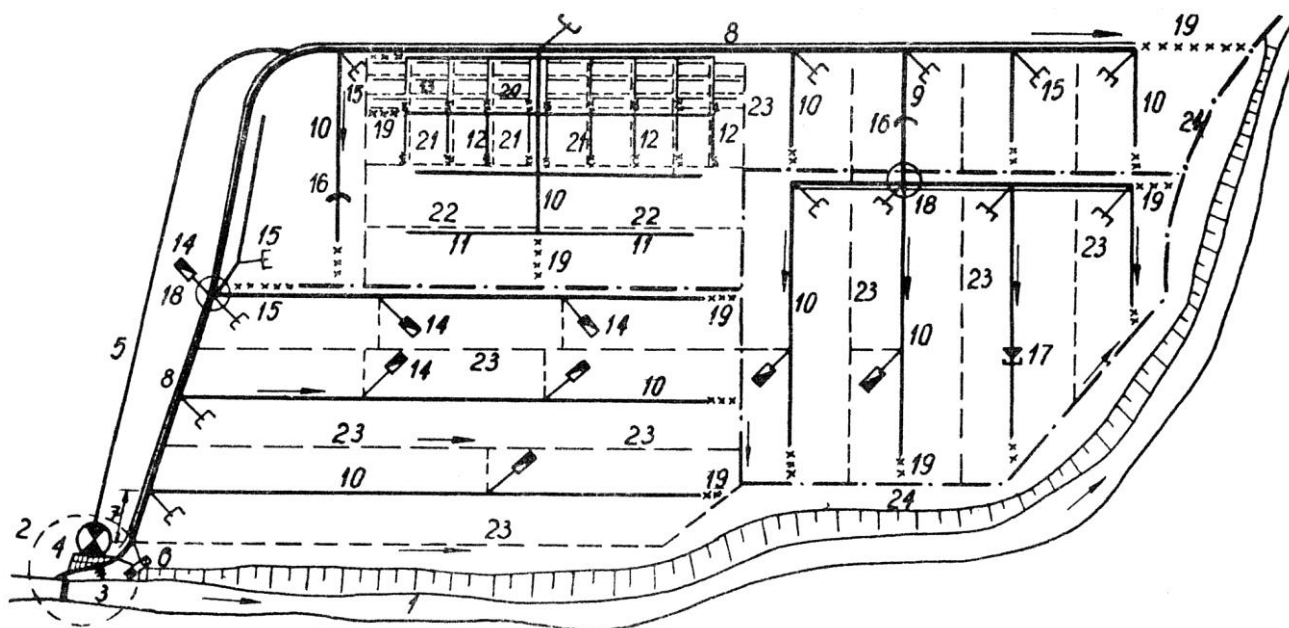
Irigația de suprafață este mai indicată la perimetrele în care variabilitatea factorilor condiționali ai necesităților de apă este mică (de exemplu, în zonele aride) și unde planurile de organizare a distribuției apei pot fi prevăzute cu mult înaintea, în scopul automatizării distribuției după program. În aceste zone, precipitațiile din timpul verii fiind aproape nule, iar rezerva de apă din sol foarte slabă, calculul volumelor, debitelor și planurilor de distribuție sunt mult uniformizate pe suprafețe vaste, iar procesul de exploatare se poate ușor automatiza. Sistemul de repartitie (distribuție) a apei este de tipul „rotației” („tur de udare” cu „cotă de apă”).

Pentru creșterea randamentului rețelelor de irigație de suprafață, aducțiunile și derivațiile deschise se pot înlocui, în cazul unor debite mici (de exemplu sub 2 m<sup>3</sup>/s), prin conducte sub presiune, irigarea făcându-se tot prin scurgere la suprafață (metoda californiană).

Investițiile mai ridicate – în conducte – trebuie comparate cu avantajele aduse: reducerea pierderilor de apă în timpul transportului, simplificarea traseului, comparativ cu rețelele de canale, simplificarea reglării din aval.

Introducerea conductelor (rigide și flexibile) în

<sup>1</sup> Debitul pe care-l manipulează comod un udător.



**Fig. 1.1.** Schema unui sistem clasic de irigații: 1 – sursa; 2 – centrul de priză; 3 – instalații de spălare și evacuare; 4 – stație de pompare de bază; 5 – canal de alimentare prin ridicare mecanică; 6 – stație hidroenergetică; 7 – partea inactivă a canalului magistral; 8 – partea activă a canalului magistral; 9 – ramificație; 10 – canale de distribuție dintre unități; 11 – canale de distribuție de unitate (C.P.I.); 12 – canal de distribuție pentru grup de sectoare; 13 – canale de distribuție de sector; 14 – vană de evacuare; 15 – stăvilari reglatori de debit; 16 – cădere; 17 – instalație de curent rapid; 18 – nod de distribuție; 19 – canal terminal; 20 – canal colector de sector; 21 – canal colector pentru grup de sectoare; 22 – canal colector principal; 23 – canal principal de evacuare; 24 – canal magistral de evacuare.

distribuția apei, la scurgerea de suprafață, ridică într-o oarecare măsură calitatea acestei tehnici. Totuși, dificultatea reglării parametrilor amintiți, la scurgerea de suprafață, creează prejudicii tehnice și organizatorice. O serie de specialiști depun eforturi [6] pentru realizarea reglării centralizate a presiunii apei în conductele flexibile de udare și implicit a debitelor de distribuție la brazde, cu ajutorul unor dispozitive automate comandate de presiunea apei din aval.

Aceste dificultăți au condus într-o serie de țări (Franța are prioritatea) la schimbarea completă a concepției, soldată prin înlocuirea sistematică a vechii *irigații de suprafață și tur de udare* (rotație), cu sistemul de *irigație prin aspersiune și distribuție la cerere* [1, 2]. În țara noastră situația a fost similară (în 1974, adoptându-se în proporție de circa 80% irigația prin aspersiune cu conducte sub presiune la nivelul secțiilor sau ploturilor de irigat, aducțiunile și distribuțiile mari fiind de tip deschis (de exemplu, sistemele de irigații Sadova – Corabia, Mostiștea, Carasu ș.a.).

**Principalele tipuri de organizări ale rețelelor de irigații.** În rețelele de suprafață, ca de altfel în orice tip de rețea de irigație, organizarea distribuției apei urmărește punerea de acord a volumelor și a debitelor disponibile cu cerințele culturilor.

În rețelele existente în diverse țări se pot diferenția mai multe tipuri de organizare a distribuției, care condiționează parametrii de proiectare și execuție.

*Funcționarea permanentă a canalelor*, în cazul unor surse de apă abundente. Procedul este învechit, cu o răspândire din ce în ce mai limitată – la perimetre mici și cu vechi amenajări – (de exemplu în sud-estul Franței, unde domină irigarea fânețelor artificiale). Nu se aplică la noi în țară, nici în sistemele moderne de irigații din alte țări.

*Distribuția continuă a apei în capătul amonte al unui C.D.D.G.<sup>1</sup> sau C.P.I.<sup>2</sup>* pe toată durata sezonului de irigare, cu un debit mic, „debit subscris”. Pe aceste canale, aflate permanent cu apă (secțiuni minime), se asigură rotația între consumatori, conform cerinței culturilor și altor beneficiari. În cazul derivării unui debit mai mic decât modulul, se recurge la mici acumulări în rezervoare-tampon (zilnice de obicei, ca, de exemplu, în regiunea Nisei sau Alpii Maritimi [2]).

*Distribuția prin tur de apă* (rotație) pe rețeaua de canale, conform unui orar revizuit anual. Acest procedeu, care are extindere maximă în rețelele de suprafață, prevede distribuția succesivă la fiecare priză de irigare a unui debit constant, egal cu modulul adoptat, la intervale și durate de timp prestabilite. În funcție de suprafața servită, se calculează durata de serviciu a fiecărei prize, iar în funcție de natura culturii (adâncimea stratului activ în care se dezvoltă majoritatea rădăci-

<sup>1</sup> Canal distribuitor dintre gospodării.

<sup>2</sup> Canal principal de irigație.



nilor) se calculează doza de apă ce trebuie livrată.

Organizarea turului de apă se aplică în tehnica mondială în două variante:  $V_1$  – irigarea cu modul fix, toate prizele rețelei debitând același modul, și  $V_2$  – irigarea cu moduli variabile, de la un canal de distribuție la altul.

– în  $V_1$ , canalele de distribuție (de exemplu c.d.g.s.<sup>1</sup> sau c.d.s.<sup>2</sup>) funcționează discontinuu, cu un modul sau un număr întreg de moduli, în timp ce canalul de aducțiune (sau distribuțiile superioare, de exemplu, C.D.D.G. sau C.P.I.) funcționează continuu, cu un debit mai mare decât debitul fictiv continuu, corespunzător întregii suprafețe servite. Canalele de distribuție se proiectează pentru a transporta numărul întreg de moduli reclamat de suprafața sectorului respectiv, în ipoteza cea mai defavorabilă.

Întrucât debitele reale de transportat variază de la an la an sau de la o perioadă la alta, rețeaua de aducțiune și distribuție trebuie echipată cu instalații de reglare care să asigure cote necesare constante de apă amonte de priză (derivație), precum și repartizarea debitelor între canale, în funcție de debitele livrate.

Acest procedeu ( $V_1$ ) este indicat pentru zonele cu climat foarte uscat, unde cerințele sunt aproape constante pe durata perioadei de irigare.

Turul de apă (rotația) se efectuează pe canalele distribuitoare de ultimul ordin (de sector – c.d.s.) sau pe cele ce le preced imediat în amonte (c.d.g.s.) (fig. 1.1.).

În capitolul 3 se poate vedea că durata unei udări pe ha se calculează o singură dată, la proiectarea sistemului, și din aceasta se deduce timpul în care fiecare parcelă va primi apa la fiecare udare. Prin corecții empirice se va obține orarul real de irigare.

Organizația de exploatare a rețelei de irigare fixează astfel fiecărui consumator zilele și orele de deschidere și închidere a prizei de apă care-l alimentează. Dacă consumatorul nu-și poate primi volumul său de apă la un tur (pentru că n-ar avea nevoie), va trebui să aștepte ziua când îi vine noul tur (eventual 8-15 zile) [2].

– în  $V_2$ , toate canalele sunt în regim continuu, iar debitul transportat de fiecare canal de distribuție este egal cu produsul dintre debitul fictiv continuu pe hectarul irigat și suprafața pe care o domină. Modulurile de distribuție pot varia de la un canal de distribuție (c.d.s.) la altul. Suprafața dominată de fiecare canal de distribuție este astfel stabilită (calculată), încât debitul fictiv care-i corespunde să aibă o valoare compatibilă cu valoarea maximă a debitului pe care-l poate manipula un lucrător udător.

În aceste condiții, timpii de udare pot varia de la un canal la altul.

## 1.2. PERFECTIONĂRI ÎN TEHNICA IRIGAȚIEI

Rețeaua de canale, ca și tehnica irigației, înregistrează continue perfecționări.

1. Astfel, rețelele cu comenzi din amonte, cu reglări ale debitelor prelevate de tipul „debite reglate”, sunt depășite prin neajunsurile tehnice și organizatorice ce le înregistrează, ca: distribuții cu reglări manuale, personal numeros în exploatare pentru asigurarea nivelului necesar de apă în canale, impus de distribuția debitelor fixate la consumatori, distribuție lipsită de suplețe, în cazul variației bruște a cererii de apă, evidență defectuoasă a debitelor.

În sistemele mai perfecționate, trecându-se la reglările cu „debite marcate” la prizele de irigație, cu ajutorul modulelor cu mască și al vanelor automate, se asigură: constanța relativă a debitelor prizelor și măsurarea acestor debite. În sistemele moderne și importante, pe lângă reglarea debitelor distribuite la prizele de irigație, se realizează și controlul și comanda automate. Această reglare se asigură în prezent, în mod curent, pe cale hidraulică, după două sisteme, care pot fi și combinate: reglarea din amonte, enunțată anterior, și reglarea din aval, care se caracterizează prin faptul că răspunde direct la cererile variate din aval.

Ambele tipuri de reglări se vor prezenta pe larg în capitolul 5; aici se vor da numai câteva informații pentru a se înțelege evoluția acestei tehnici.

În majoritatea cazurilor, în practică, din considerente economice se adoptă pe canalele mari ale sistemului de irigație tipul de comandă prin aval, iar pentru cele mai mici canale de ultimul ordin, tipul de comandă prin amonte.

Reglarea hidraulică se poate aplica și prin sisteme complexe: comandă mixtă (de exemplu, sistemul Taullierville – Tunisia), comandă cu nivele asociate, adoptată în sistemele mai perfecționate de reglare hidraulică (comanda fiind legată simultan de nivelul din amonte și de cel din aval).

Sistemul de reglare adoptat pentru o anumită rețea depinde de factorul economic. Comanda din aval, superioară din punct de vedere tehnic, costă mai mult decât comanda din amonte, datorită creșterii costului canalului și nu a aparaturii (necesită canale cu pante mici, pentru a nu se recurge la segmentări numeroase, în biefuri). Pentru aducțiuni mari ( $Q \geq 20 \text{ m}^3/\text{s}$ ), comanda din aval reclamă costuri cu 5-10% superioare comenzii din amonte [2]; acest procentaj crește când debitul nominal al canalului scade.

Pentru evitarea pierderilor de apă, canalele cu reglări pe biefuri se impermeabilizează; pentru evitarea inundațiilor prin deversări, rețelele de canale sunt suplimentate cu lucrări de siguranță (deversoare, sifoane).

<sup>1</sup> Canal distribuitor grup de sector.

<sup>2</sup> Canal distribuitor de sector.

În ultima perioadă se fac eforturi pentru introducerea sistemului de reglare telecomandată în rețea, în locul reglării hidraulice. Sistemul de irigații Sadova – Corabia din țara noastră beneficiază în mare măsură de acest gen de automatizare la distribuții.

2. Amenajările interioare ale parcelelor și sectoarelor au înregistrat, ca și rețeaua, continue perfecționări. Se pot reliefa numeroase aspecte:

- Corelarea amenajărilor interioare (unde se aplică procesul de udare) cu rețelele. Traseele canalelor și conductelor de aducțiune și distribuție, repartitia derivatilor, prizelor și hidranților, suprafața sectoarelor și a parcelelor, ca și amenajarea și echiparea acestora, fac parte integrantă din proiectul sistemului de irigație.

- Metodele de irigație se stabilesc concomitent cu rețeaua de aducțiune și distribuție, în funcție de condițiile naturale și tehnico-economice.

- Nivelarea parcelelor devine obligatorie în tehnica irigației prin scurgere la suprafață. Prin aplicarea sistemului de terasament denumit „în clape de pian” (en touches de piano) (în Maroc), s-a ajuns la mișcări de volume de circa 100 m<sup>3</sup>/ha, în cazul udării pe brazde.

- Drenajul terenurilor irigate a devenit o necesitate în sistemele moderne, în vederea reglării nivelului apei freactice, ca și pentru asigurarea spălărilor în scop de desalinizare și prevenire a acestui fenomen.

- Automatizarea proceselor de aducere, distribuție și evidență a apei pe parcele, în scopul economisirii apei și forțelor de muncă. S-au pus la punct aparatele și dispozitivele de măsurare automată a umidității solului (sonde), de transmitere a comenzilor la sistemele automate de distribuție (v. cap. 8). Programarea automată și telecomanda, pornind de la evapotranspirație (sistemul Rhone – Languedoc, Franța) sunt în curs de perfecționare și omologare pentru irigarea prin aspersiune și picurare.

- Adaptarea elementelor hidraulice și geometrice ale udărilor (debite, presiuni, lungimi, diametre, timpi de udare) la condițiile specifice locale, constituie, de asemenea, o perfecționare a acestei tehnici.

- Adaptarea metodelor de irigație și udare și în alte scopuri necesare, ca: lupta contra dăunătorilor, fertilizare, antigel, colorare – pigmentarea fructelor ș.a.

- Diferențierea tehnicii de amenajare interioară pentru irigarea prin: scurgere la suprafață, aspersiune, subterană, picurare, condensuri, polivalentă.

### 1.3. COEFICIENȚI DE EFICACITATE AI IRIGAȚIEI

Perfecționarea tehnicii irigației – sub aspect constructiv și de exploatare – se poate constata și prin modul de valorificare a apei tranzitată în sistem, ca și

prin calendarul includerii perimetrului irigabil în procesul de irigare (perimetru irigat – echipat).

**Randamentul irigației.** Din punct de vedere al valorificării, randamentul irigației se exprimă prin trei categorii de coeficienți: de eficiență globală, de eficiență a rețelei și de eficiență pe parcelă.

*Coeficientul de eficiență globală*,  $\eta$  este dat de relația<sup>1</sup>:

$$\eta = \frac{\text{Volumul de apă consumat prin Et}}{\text{Volumul de apă captat din sursă}}$$

Tehnica modernă de transport și distribuție prin canale căptușite, prefabricate sau prin conducte, ca și distribuția cât mai uniformă a apei pe parcele amenajate (modelate, nivelate), conduce spre valori din ce în ce mai mari ale coeficientului  $\eta$ . Totuși, cercetările întreprinse în diverse țări indică [2] pentru irigația de suprafață coeficienți mediocri sau slabi, cum se va arăta în continuare pentru  $\eta_r$ ,  $\eta_p$ .

*Coeficientul de eficiență al rețelei*,  $\eta_r$  este:

$$\eta_r = \frac{\text{Volumul de apă distribuit în capătul parcelei}}{\text{Volumul de apă captat din sursă}}$$

În rețelele mari de aducțiune,  $\eta_r$  variază între 0,3 (canale în pământ) și 0,7-0,8 (canale moderne betonate). La aducțiunea S.I. Costières, din Rhone – Languedoc, ( $Q_p = 13,5$  m<sup>3</sup>/s;  $L = 18$  km; betonat și cu comandă prin aval), studiile întreprinse pe o durată de 4 ani (1962-1965) indică un coeficient  $\eta_r$  cu variații de la un an la altul de 0,84-0,90 [2].

La transportul apei prin conducte sub presiune,  $\eta_r$  trebuie să crească. În practică, însă, variația coeficientului  $\eta_r$  este foarte mare de la o rețea la alta, datorită, în special, lipsei de concordanță între volumele pompute în rețea și cele distribuite consumatorilor (agricultorilor), ca și lipsei de precizie la dispozitivele de măsurare a debitelor distribuite. Astfel, în rețeaua Hamiz – Algeria s-a înregistrat  $\eta_r = 0,43$ . Coeficientul  $\eta_r$  înregistrează variații și în timpul sezonului de irigații; în rețeaua sub presiune Cheliff – Algeria, în anul 1965, coeficientul  $\eta_r$  a fost de 0,5 în luna aprilie și de 0,85 în luna august, pentru distribuția prin rotație (tur de udare). Eficiența scăzută în folosirea apei la rețelele sub presiune se datorează pierderilor de apă la parcelă, consecință probabilă a metodei de distribuție prin rotație.

Rețelele vechi de irigații de suprafață din Franța prezintă randamente ale rețelei (numite hidraulice) cu limite foarte largi  $\eta_r = 0,25-0,87$  (după Rolley) de la un perimetru la altul. Randamentul hidraulic este raportul dintre suprafața udată pe baza debitului unitar (1 l/s/ha) și debitul canalului în l/s.

*Coeficientul de eficiență pe parcelă*  $\eta_p$  este următorul:

<sup>1</sup> Et = evapo-transpirație.

$$\eta_p = \frac{\text{Volumul de apă consumat prin Et}}{\text{Volumul de apă distribuit la capătul parcelei}}$$

Experimentările întreprinse la Universitatea din Nebraska de către B. R. Somerhaldes (citate de A. Darlot și R. Darvez-Bornoz) mai mulți ani succesivi, pe soluri cu o capacitate bună de reținere (18,2% umiditate echivalentă), în condiții de nivelare perfectă a parcelelor, cu o repartitie foarte uniformă a debitelor pentru realizarea aceleiași umidități la toate parcelele, cu adoptarea acelorași timpi de udare, rezultând randamente identice pe toate parcelele,  $\eta_p$  a fost de 0,72 pentru irigarea de suprafață și 0,8-1 pentru irigarea prin aspersiune, chiar în condițiile unor vânturi cu  $V = 25-30$  km/h [2].

În concluziile acestei probleme capitale – a folosirii eficiente a apei în sistemele de irigații – se poate reține că numai un procent redus din apa tranzitată de la sursă este valorificată efectiv de către plante. După A. Darlot și R. Darvez-Bornoz [2], măsurătorile făcute (1949) în sisteme de irigații din vestul S.U.A., au arătat că: pierderile prin șiroire ating 27%, pierderile prin infiltrație profundă 40%, pierderile prin evaporare 6% și numai 27% din apa distribuită a fost folosită efectiv de către plante.

Cercetările întreprinse pe sistemul de irigații Kirov (Golodnaia Stepī – fosta U.R.S.S.) au arătat [5] următoarea repartitie a pierderilor de apă: 66% din totalul pierderilor pe rețeaua de irigație – udare din interiorul gospodăriilor (inclusiv pe parcele), 25% pe rețeaua de canale de distribuție dintre gospodării, 9% pe canalul de aducțiune – magistral și pe ramificațiile acestuia.

Cu toate că prezentarea făcută folosește date parțiale, specifice unor perimetre de irigat, unor dotări și tehnici cu grade diferite de perfecționare, sunt totuși suficient de concludente pentru specialiștii preocupați de concepția, execuția și exploatarea S.I., precum și de cei ce elaborează studiile economice și de prognoză.

**Calendarul de includere a perimetrului irigabil în procesul de irigare (echipare).** În tehnica irigației se diferențiază, cu privire la perimetrul interesat în această acțiune, trei categorii: perimetru dominat, irigabil și irigat.

*Perimetrul dominat* cuprinde întreaga suprafață, oricare ar fi natura sa (terenuri agricole, păduri, localități, căi de comunicație, ape etc.), dominată de canalul de aducțiune și susceptibilă de a primi apă în mod gravitațional.

Prin dezvoltarea procedeeleor de ridicare mecanică a apei (prin pompări și repompări) și crearea condițiilor de irigare a unor zone amplasate la cote superioare aducțiunii, noțiunea de perimetru dominat se poate extinde la suprafața (*perimetru*) de irigat. Partea perimetrului de irigat susceptibilă a fi udată cu efecte

economice poartă numele de *perimetru irigabil*, iar fracțiunea efectiv udată este *perimetru irigat* sau echipat.

Raporturile între dimensiunile acestor perimetre sunt extrem de variate după regiune, importanța și evoluția proiectelor.

Raportul între perimetrul irigabil și cel irigat se numește *coeficient de utilizare al terenurilor* ( $\mu$ ). În condiții foarte favorabile și pe suprafețe mici,  $\mu = 88-92\%$ ; în aceleași condiții, dar pentru un relief neregulat,  $\mu = 85-80\%$ . Pentru suprafețe foarte mari, cum este cazul Bărăganului, valoarea coeficientului  $\mu$  poate fi mult mai mică, 40-50% [4].

În Franța se admite că perimetrul irigabil este de ordinul 30-50% din perimetrul de irigat. În amenajarea Rhone – Languedoc, suprafața efectiv irigabilă este de 170.000 ha pentru perimetrul de irigat de 250.000 ha [3].

Perimetrul irigat (echipat) variază în cursul anilor de exploatare ai rețelei de irigație; începând de la o mică fracțiune din perimetrul irigabil în primii ani, ajunge după o perioadă lungă de timp să ocupe un procentaj ridicat din acesta.

În faza de proiectare, cerințele de apă se fixează la stadiul final al evoluției, când perimetrul irigat ocupă 95-100% din cel irigabil.

Un studiu american prezintă evoluția (calendarul) includerii perimetrului irigabil în procesul de irigare (tab. 1.1), pentru cazul irigației de suprafață.

**Tabelul 1.1.** Raportul perimetrului irigat față de perimetrul irigabil [3]

5 ani după terminarea rețelei	0,36
10 ani după terminarea rețelei	0,38
15 ani după terminarea rețelei	0,68
20 ani după terminarea rețelei	0,76
30 ani după terminarea rețelei	0,82
40 ani după terminarea rețelei	0,85
50 ani după terminarea rețelei	0,86

Orice proiect de irigații trebuie să cuprindă un studiu amănunțit al ordinii și felului cum vor fi incluse, suprafețele irigabile. Acest „calendar al includerii” exprimă, printre altele, și efectul economic – *eficiența* sistemului de irigații.

Tehnica modernă urmărește, prin soluțiile și metodele de amenajare preconizate, să reducă simțitor timpul de „includere” al suprafeței irigabile. Trecerea la irigația prin aspersiune are în vedere și acest deziderat, mai greu realizabil în soluția irigației de suprafață, când amenajările interioare pentru distribuirea apei la plante reclamă timp și cheltuieli suplimentare.

Experiența a arătat [2] că irigarea poate porni efectiv chiar din primul an pe întreaga suprafață echi-

pată, în cazul aspersiunii. Dacă proiectul de irigare prin aspersiune (amenajare interioară – ploturi) a fost elaborat în detaliu concomitent cu schema hidrotehnică (de aducțiune și distribuție), incluzând și planurile de amplasare și deplasare a aripilor de udare, dificultățile de adaptare la aceste sisteme sunt depășite foarte repede, iar personalul de exploatare, destul de redus, poate căpăta o instruire într-un timp record. De exemplu, S.I. Canal Provence (Franța) este prevăzut pentru etapa finală de echipare, cu următorul personal de exploatare, în medie: 3 agenți pentru 1.000 ha echipate și 1 agent pentru 10.000.000 F (franci francezi, 1971) investiți și 500.000 F, încasări anuale.

La noi în țară se depun eforturi ca, pe cât posibil, suprafețele irigabile – prevăzute cu rețele de aducțiune și distribuție – să fie echipate, în timp minim. Legea îmbunătățirilor funciare și a irigațiilor din anul 1974 prevede<sup>1</sup> condițiile și căile economice și tehnice, pentru realizarea acestui obiectiv prioritar în eficiența economică a acestor amenajări. Obligația folosirii intensive, prin irigații, a suprafețelor irigate (echipate) decurge din însăși sarcinile de plan ce revin acestor terenuri, prin trecerea la regim irigat. În principiu se consideră că întreg perimetrul echipat (irigat) se irigă anual conform cerințelor.

În condițiile unor surse de apă neregularizate și a unora abundente, pluviometrice (în climatele umede și subumede), suprafețele efectiv irigate pot varia considerabil de la an la an, spre deosebire de zonele aride.

## 1.4. ORIENTĂRI ȘI PERSPECTIVE ÎN TEHNICA IRIGAȚIEI

În prezent, dezvoltarea irigațiilor este considerată ca o condiție de trecere la agricultura variantă a activității industriale, permițând: asigurarea unor producții planificate eliberate de caracterul aleator al factorilor climatici; reducerea costurilor; suprimarea fluctuațiilor, pentru a ajunge la o agricultură de tip contractual, care să se adapteze cerințelor piețelor de consum și de industrie prelucrătoare; asigurarea pentru diverse zone a unor condiții normale de dezvoltare, egale altor zone. Paralel cu asigurarea obiectivelor urmărite de agricultură, sistemele moderne de irigații servesc și alte sectoare economice din cadrul perimetrului aferent: alimentări cu apă potabilă și industrială, navigație, hidroenergetică ș.a.

Datele statistice internaționale arată [2] că, începând din anul 1955, au apărut orientări noi în tehnica irigației.

– **Pe plan tehnic**, irigarea la „cerere” prin „aspersiune”, cu înregistrarea volumului de apă, a înlocuit total și repede [2] – în noile S.I. – irigarea de „suprafață” cu „tur de udare” (rotație). Rețelele vechi se transformă și trec la aspersiune într-o serie de țări, dintre care Franța deține primul loc, urmată de Italia. Aducțiunile mari sunt de tip gravitațional (de exemplu Canal Provence – Franța), cu comenzi din aval și reglări de tip hidraulic și electric (de exemplu S.I. Sadova – Corabia, România).

Dezvoltarea irigațiilor are loc cu prioritate în zonele mai umede (climat, temperat), cu rol „complementar”, pentru sprijinirea economiei agrare.

Irigațiile extensive (îndeosebi pe pășunile naturale de munte) sunt pe cale de dispariție, fiind înlocuite cu irigațiile intensive, concentrate în zonele de producție agricolă.

Irigațiile de suprafață sunt, în general, staționare, cu tendințe de reducere în avantajul aspersiunii, în unele țări și zone, sau cu o foarte ușoară creștere în alte țări și zone.

Motivele pentru care irigarea de suprafață s-a dezvoltat încet sunt mai multe: o adaptare insuficientă a echipamentului tehnic în agricultura irigată, lipsa de amenajare interioară (în parcele) care să asigure conducerea apei la plantă (nivelări, elemente de udare neadequate – parcele, fâșii, rigole, brazde lungi), sarcini financiare mari (cu amenajările interioare), randament scăzut de utilizare a rețelilor, cota rigidă de apă repartizată la turul de udare beneficiarului (care reprezintă și o constrângere în folosirea din plin a apei), personal numeros de exploatare a rețelei cu tur de apă și comandă din amonte (de exemplu 68 persoane în 1960 la irigarea pe 1.317 ha, în S.I. vechiul Verdon, comparativ cu 10 persoane, cu calificare superioară, în sistemul modern prin aspersiune la cerere, în noul Verdon, cu 2.900 ha irigate) [2]. La cele anterioare se adaugă și pericolul de salinizare, respectiv de înmlăștinire, în lipsa unui drenaj eficient.

Procedeul de distribuție a apei la beneficiar prin rotație – „tur de udare”, cu cotă de apă stabilită dinainte, care poate fi livrată zi și noapte, este considerat în multe țări ca având defecțiuni. În afara perioadelor secetoase, s-a remarcat [2] că beneficiarii renunță deseori la „cotele” lor de apă ce le sunt livrate noaptea, din cauza sporurilor însemnate de salariu (pentru schimbul de noapte). De asemenea apar dificultăți și când cota de apă este atribuită în timpul zilei; obligația de a uda la o anumită oră și zi fixate stânjenește organizarea muncilor agricole, cu atât mai mult cu cât irigarea de suprafață pretinde prezență și muncă continuă în tot timpul distribuției cotei de apă. Pentru evitarea neajunsurilor pricinuite de distribuția prin rotație, o serie de beneficiari ai S.I. au renunțat la această sursă

<sup>1</sup> Revista „Era Socialistă”, nr. 4, 1975 – ing. E. Sîrbu. *Exigență și responsabilitate în domeniul irigațiilor.*

de apă și au creat surse independente (din pânzele freatice – în plantațiile pomicole din valea Rhonului).

Dezvoltarea mecanizată a muncilor agricole, extinderea continuă a unor zone urbane și industriale, revizuirea folosințelor și reorganizarea teritoriului sunt, de asemenea, greu de pus de acord cu rețeaua deasă de canale și elemente de udare ce împânzesc tot terenul, la irigarea de suprafață.

Irigația de suprafață cu „cotă de apă” (tur de udare pe bază de program) – proprie și tradițională în zonele uscate – aride, a devenit limitativă în extinderea *irigației complementare* din zonele umede și subumede, unde se cer alte tehnici de distribuție a apei, în concordanță cu marile variații de precipitații și secete (v. cap. 3). În cazul irigației complementare, distribuția apei la parcele reclamă un nou procedeu „la cerere”, care necesită realizarea unor rețele de aducțiune și distribuție și a unor tehnici inferioare (la parcelă) care să funcționeze corelat: „cererile” de apă primind „răspuns” imediat – automat (v. cap. 5 și 8).

**Pe plan administrativ și financiar** se diferențiază irigațiile în sisteme mari regionale, bazate pe valorificarea resurselor de apă aflate la distanțe mari, cu folosire complexă (irigații, apă potabilă și industrială ș.a.), aparținând statului sau diverselor organizații, fiind finanțate din bugetul statului pentru schemele hidrotehnice și din fondurile organizațiilor pentru amenajările locale.

Ca surse de apă, tehnica mondială a irigațiilor înscrie [2]: circa 4% din suprafețele irigate se alimentează din pânzele freatice, 94% din cursuri de apă sau canale de derivație și 2% din retenții – acumulări.

Acumulările colinare și din zona de dealuri, prin mici baraje, capătă extinderi apreciabile în diferite zone (nord-estul României, Italia, sud-estul Franței ș.a.), unde regimul hidrologic și terenurile riverane (îndeosebi versanți și platouri) sunt favorabile acumulărilor (cu rol complex) și irigațiilor cu ridicarea mecanică a apei. Gravațional se pot iriga din aceste acumulări și luncile situate aval de baraje, care reclamă însă de cele mai multe ori și drenaje.

Necesitatea constituirii rezervelor de apă apare din ce în ce mai acută și în regiunile umede, cu scopuri complexe: utilizări productive (irigații, piscicultură, alimentări cu apă, hidroenergetică), regularizarea scurgerilor (atenuarea viiturilor și asigurarea debitelor de salubritate ale râurilor), agrement etc.

Competiția între diferite utilizări ale apei, în cadrul bazinului hidrografic propriu, sau îmbogățit prin aducțiuni din alte bazine, pune cu insistență problema valorificării economice a apei pentru irigații, deci problema folosirii ei fără risipă, adoptându-se cele mai indicate procedee și metode de aducțiune, distribuție și irigare, precum și problema tarifării stimulatorii.

În acest sens, metoda distribuirii prin „tur de udare”, cu cote de apă prestabilite, care face risipă de apă, trebuie înlocuită cu distribuția la „cerere”, în special pentru S.I. din zonele umede și subumede, supuse la mari oscilații de umiditate anuale și chiar sezoniere.

De o mare atenție se bucură în tehnica modernă a irigațiilor problema „udării cu apă limpede”, în special la metoda de distribuție prin aspersiune. La aducțiunile gravaționale, apa este limpezită în cascada de bazine de retenție sau în aducțiunile deschise cu suprafețe mari (S.I. Languedoc – Rhone).

O apă brută, cu un conținut ridicat de aluviuni, aduce prejudicii considerabile atât instalațiilor, cât și plantelor. Astfel, în S.I. Terasa Nicorești – Tecuci (S = 14.000 ha), recepția definitivă a lucrării a reliefat următoarele neajunsuri pricinuite de aluviunile aduse din sursă (râul Siret): uzarea exagerată a rotorilor pompelor, care implică schimbarea lor deasă; blocarea flotorilor instalațiilor de automatizare a biefurilor pe canalele de distribuție; deteriorarea prematură a echipamentului de aspersiune (conducte, aspersoare, reglatoare); dereglări în creșterea plantelor (porumbul la 2-4 frunze se îngălbenesc, prin depunerea la subsuora frunzelor a aluviunilor din apa aspersată). Pentru toate aceste motive, la care se pot adăuga încă cele legate de influența negativă asupra structurii și texturii solului irigat, de obturare a secțiunii rețelelor și instalațiilor din S.I., de costul decolmatărilor ș.a., în tehnica modernă a irigațiilor se acordă o mare atenție măsurilor preventive de luptă contra aluviunilor în S.I.

**Pe plan economico-organizatoric**, tehnica mondială a irigațiilor urmărește: reducerea investițiilor specifice (în rețeaua colectivă și a amenajărilor locale), simplificarea și ieftinirea organizării în exploatare, trecându-se la distribuțiile automate la „cerere”, fără supravegheri permanente (cum cere „turul de udare”); evitarea împânzirii sectoarelor de irigat cu elemente de udare rigide și de suprafață, care împiedică mecanizarea agriculturii, evoluția structurilor funciare și a planurilor de cultură; adoptarea unei tehnici simple de distribuție a apei la parcele, cu amenajări puține și adaptabile diferitelor condiții; asigurarea libertății maxime celui care irigă în privința folosirii apei, fără a i se impune constrângerile proprii „turului de udare”, cu cote de apă și cu supravegheri permanente; folosirea unui personal cu o perioadă scurtă de instruire, datorită gradului înalt de tehnicizare în distribuția apei la parcele; reducerea consumului de apă.

Obiectivele de mai sus (definite în tehnica mondială încă din anii 1955) au condus la o înnoire totală a tehnicilor folosite anterior și au pus bazele rețelelor moderne de irigații. Aceste rețele sunt caracterizate prin (v. fig. 5.1, cap. 5): aducțiuni mari de tip gravațional, cu comenzi și reglări automate de debite și ni-

veluri, cu derivații (la beneficiari) aflate sub comenzi și control automat și cu evidența volumelor de apă intrate, cu rețele interioare de irigație de tip închis, sub presiune, pentru aspersiune sau irigație polivalentă – folosind conductele flexibile și rigide, metodele de udare prin picurare ș.a., cu distribuția apei prin prize (borne de irigație, hidranți), la „cerere”, cu taxarea apei după volumul măsurat prin contoare individuale (de exemplu, la borna de irigație).

Din punct de vedere hidraulic, aceste rețele (de aducțiune – deschise sau de distribuție – închise sub presiune) sunt comandate în întregime din aval, prin simpla deschidere sau închidere a unei prize de irigații.

Acest tip de S.I. (v. fig. 2.10), care a început să fie introdus și la noi în țară (Sadova – Corabia, Giurgiu – Răsmirești ș.a.), ca și în alte țări (de exemplu, S.I. Canal Provence – Franța), va fi analizat în capitolul 2 al acestei lucrări.

**În direcția metodelor de calcul și de cercetare și a unor aparate, utilaje și materiale.** Aplicarea în proiecte a noilor concepții este legată de punerea la punct a unor metode de calcul, materiale și utilaje, care să asigure obținerea parametrilor optimi în procesele constructive și de exploatare. Acestea vizează analiza în paralel a aspectelor și progreselor tehnicii moderne și a științelor agricole.

*Pentru evaluarea debitelor „de apel”* corespunzătoare „cererii”, în scopul stabilirii „debitelor de calcul”, de dimensionare a rețelei de transport și distribuție, s-au evidențiat, în timp, două metode. Prima metodă este pe baze deterministe, făcând să intervină în calcul clase de suprafețe omogene (din punct de vedere al caracteristicilor hidro-fizice), de grupe de adâncimi de sol caracteristice unor culturi, de zile teoretice de udare (Darvez-Bornoz și Dargeou). A doua metodă, bazată pe o concepție probabilistă, a servit lui R. Clement la stabilirea unei formule originale (I și II a „cererii”), care permite să se evalueze debitul de vârf pentru asigurarea diametrelor minime la rețelele de irigații sub presiune. Această formulă arată că față de irigarea în rotație, cu „cotă de apă” (pentru care debitul de dimensionare poate avea la bază teoria hidromodulului [16]), majorarea debitelor cerute, datorită distribuției la „cerere”, scade repede când numărul de prize crește (v. cap. 3). Supradimensionarea conductelor este mică, dacă suprafața irigată depășește 1.000 de ha (aceasta este, de altfel, și unul din motivele pentru care sectoarele sau ploturile de irigat „la cerere” au suprafețe cuprinse între 500 și 2.000 ha).

*Pentru stabilirea „debitului de calcul”*, studiile întreprinse au avut în vedere și aspectele agronomice și bio-climatologice legate de: evapotranspirație, analiza frecvențială a deficitului de apă și calcularea acestuia (la scară zilnică, decadală, lunară); evidențierea unor

faze critice din punct de vedere al necesarului de apă și randamentele economice ale irigației în diferite stadii; normele de udare și frecvența aplicării lor; metodele de avertizare etc.

*Pentru optimizarea traseelor rețelelor* s-au finalizat o serie de studii teoretice privind: traseul prin aproximație, traseul la 120°, traseul economic și traseul economic ameliorat (Rousset, Galand) (v. cap. 7).

*Pentru optimizarea diametrelor conductelor* s-au pus la punct metodele de calcul cu ajutorul calculatoarelor electronice (de exemplu, metoda discontinuă a lui Labye, Guyon, SOGREAH).

*Pentru loviturile de berbec* s-au elaborat metodele de calcul și aparatul adecvat.

*Pentru dimensionarea rețelelor de aducțiune și distribuție deschise*, cu funcționare automată, s-au dezvoltat sistemele de comenzi și reglări, cu baza de calcul, precum și utilajele respective (vane cu nivel constant amonte, aval și mixte, module cu mască, aparate de siguranță ș.a.).

*Pentru asigurarea irigației libere „la cerere”* s-au dezvoltat și diversificat în industrie linii tehnologice proprii irigațiilor (în special pentru procesele de udare la parcele), prin care s-au realizat în serie:

- borne de irigație, care asigură distribuția apei la instalațiile de udare (de exemplu, aripi de aspersiune), cu o presiune aproape constantă, independent de variația presiunii în amonte și de debitele cerute, precum și controlul debitelor distribuite. În acest sens, borna cuprinde un contor de apă, un limitator de debit și un regulator de presiune (borna de irigație reprezintă o treaptă indispensabilă distribuției la cerere, materializându-i semnificația);

- conducte suple de material plastic, care permit diversificarea și perfecționarea<sup>1</sup> metodelor de udare (la distribuția prin conducte flexibile pe brazde lungi, la „irigarea localizată” și prin „picurare”, la pulverizarea apei sub formă de ceață, aspersiune), creșterea randamentului în exploatare (prin înlocuirea conductelor rigide din oțel și aluminiu, transportul mecanizat pe roți, tâlpici, rulat ș.a.), trecerea la distribuția apei prin metoda „la cerere”.

*Pentru automatizarea distribuției apei la prize și la parcelă (la plante) și pentru colectarea și prelucrarea datelor*, s-a creat o gamă largă de sonde (pentru studiul automat al umidității solului, al concentrației sucului celular, al deficitului atmosferic, al temperaturilor), de transductoare capacitive de nivel, vane automate cu nivel amonte sau aval constant, elemente de telemăsură, blocuri electronice de recepționare și de prelucrare, a informațiilor primite și elaborarea comenzilor ș.a.

<sup>1</sup> Ca deficiență, se înregistrează în prezent lipsa unor dispozitive care să asigure transportul mecanizat al conductelor flexibile de alimentare și udare.

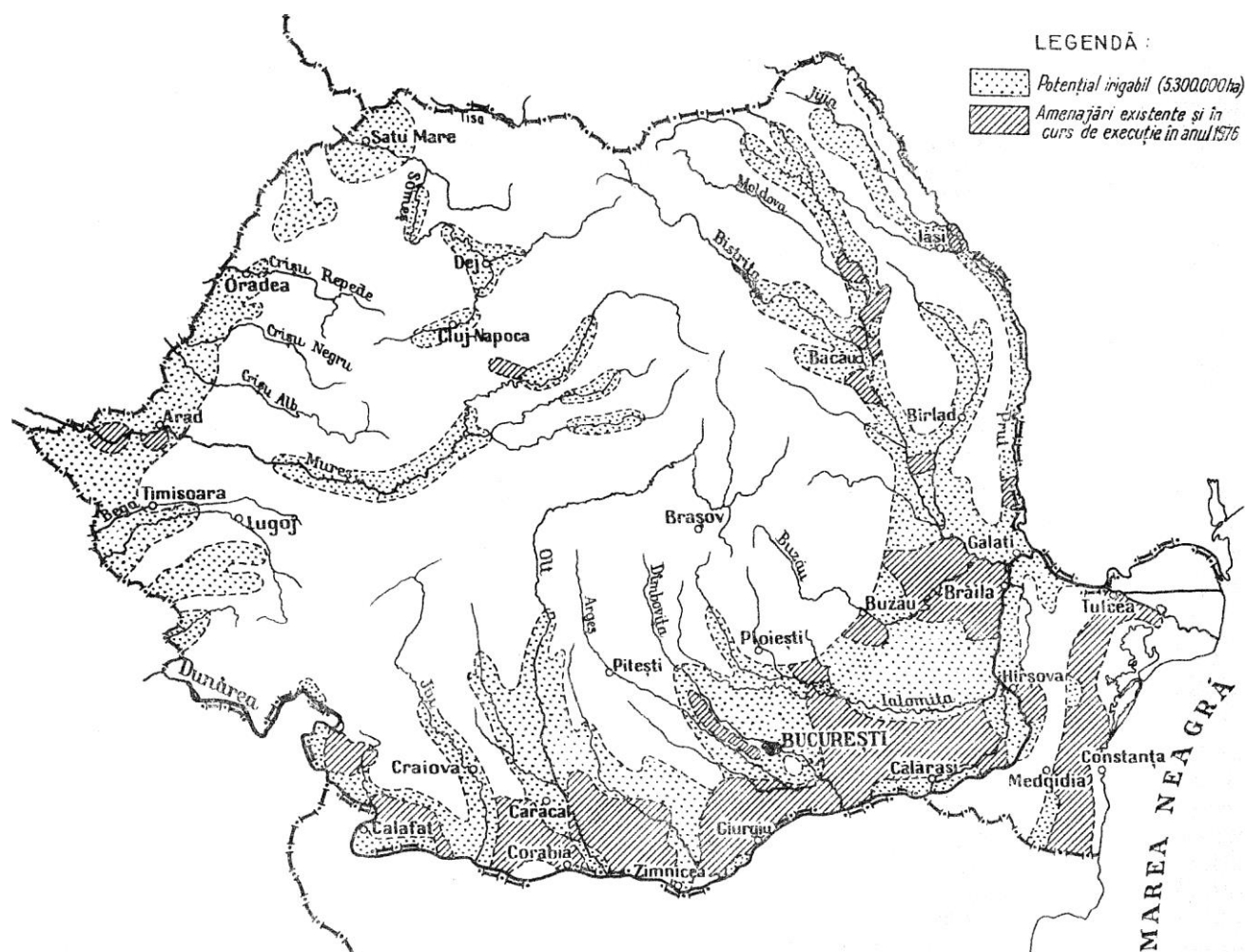


Fig. 1.2. Amenajări pentru irigații în România

### Ca ritm de dezvoltare și avantaje economice.

Dezvoltarea accelerată a amenajărilor de irigații, înregistrată, de altfel, în toate țările cu asemenea preocupări, situează țara noastră pe primele locuri. În perioada 1970 – iunie 1974, ritmul de creștere a fost în România de aproximativ 140.000 ha/an (de la 730.000 ha în 1970, la 1.474.000 ha la sfârșitul anului 1975, fig. 1.2)<sup>1</sup>, amenajările fiind în proporție de circa 80% de tip prin „aspersiune”. În Franța, ritmul de creștere a suprafețelor irigate (echipate) a fost de 25.000 ha/an în perioada 1955-1956 și de 45.000 ha/an în 1966-1970, cu prioritate în regiunile umede cu irigare complementară, iar tehnica de irigat, prin aspersiune.

În fosta Uniune Sovietică, ritmul de creștere al amenajărilor pentru irigații a fost de circa 280.000 ha/an (1.400.000 ha în perioada 1966-1970), din care aproximativ 10% prin conducte subterane [7]; această tehnică (prin conducte sub presiune) va crește la un procentaj de 37% în perioada 1981-1985 (la 4.000.000-4.500.000 ha irigații cu conducte sub presiune; distribuția apei se va face în mare parte prin brazde cu

conducte flexibile). În Ucraina, în perioada 1966-1976, s-a extins considerabil irigația prin aspersiune, ajungându-se ca această metodă să reprezinte 81,8% din total, adică 642.600 ha față de 125.000 ha irigate prin brazde și 44.900 ha prin fâșii [8].

În Bulgaria, suprafața de 1.300.000 ha de amenajat este echipată astfel [9]: 12% pentru aspersiune cu sisteme fixe, 87% pentru aspersiune cu sisteme semi-fixe și 1% pentru scurgerea la suprafață.

În S.U.A., deși aspersiunea se dezvoltă într-un ritm mult mai rapid, tehnica scurgerii la suprafață continuă să domine. În intervalul 1958-1967, suprafața totală irigată a crescut cu aproximativ 26% (de la 14.570.000 ha la peste 18.210.000 ha), în timp ce în aceeași perioadă, irigația prin aspersiune a crescut cu 130% (de la 1.300.000 la 3.080.000 ha) [10].

În amenajările noi de irigații prin scurgere la suprafață din S.U.A. se renunță la rețelele de canale din pământ, în avantajul canalelor căptușite, mai ales al conductelor subterane din beton (rețea permanentă), cu distribuția apei la brazde prin conducte mobile din aluminiu (cu  $\varnothing = 200-300$  mm), prevăzute cu dispozitive de reglare a debitului.

<sup>1</sup> După anul 1975, ritmul de creștere a fost de circa 200.000 ha/an.

În Italia, în ultimul timp, se acordă o atenție deosebită irigației mixte (bivalente), în funcție de condițiile pedologice, climatice și de culturi [11]. Un exemplu de irigație de tip mixt (bivalent), cu rețea subterană, a fost realizat în zona Fosse Polidoro și orașul Severo [12]. Din suprafața totală irigată de 4.150 ha, cultivată în mare parte cu plante legumicole (aleasă dintr-un perimetru global de 7.408 ha), 80% (cu  $I^1 < 4\%$ ) se va iriga mixt: prin aspersiune (cu ploaie lentă), cât și prin scurgere la suprafață. În cazul irigației mixte (bivalente), ultimele ramificații ale conductelor subterane au diametrul mai mare decât în cazul aspersiunii, și anume, în cazul dat, de 125 mm, față de 75 mm, aceasta pentru a putea asigura debite de udare de 25 l/s.

În România, ritmul ridicat s-a datorat, pe lângă condițiile social-economice, organizatorice și tehnice, și metodei de irigare adoptată, aspersiunea cu tendință spre bivalentă, în diferite grade de perfecționare (de la cele mai simple instalații cu agregate termice și până la sistemele moderne cu funcționare automată și distribuție la cerere).

Sub aspect economic, din confruntarea celor două metode de irigație și distribuție a apei, și anume: soluția „a” – irigația prin scurgere la suprafață, cu distribuția prin „rotație” (tur de apă) și soluția „b” – irigația prin aspersiune, cu distribuția la „cerere”, rezultă (pe plan mondial) indici superiori pentru «aspersiunea la cerere” și pentru bivalență.

Studiile de detaliu, la scara 1/5.000, întreprinse în anul 1966 pentru un vast teritoriu din sudul Franței, în soluția „a” și „b” și reactualizate în anul 1971, au indicat [2] următoarele:

- cheltuielile de investiții (de la priză și până la parcelă, inclusiv) sunt mai ridicate în soluția „b”, dar raportate la hectarul de suprafață agricolă utilă aceste cheltuieli sunt de 6.841 franci francezi pentru „aspersiunea la cerere” și de 7.073 franci, pentru „irigarea la suprafață cu tur de udare”, întrucât coeficientul de eficacitate globală a fost de 75% în soluția „b”, față de 65% în soluția „a” (suprafața agricolă utilă irigată a sporit în soluția „b”);

- rata rentabilității (beneficiul actualizat / investiția actualizată) este de 2,19 în irigația de suprafață și de 2,45 la irigația prin aspersiune. S-au luat în calcul, în 1966, aceleași randamente la recolte pentru ambele soluții și s-a obținut cu 1,33 ori sporuri la venitul brut, în cazul soluției „b”;

- procentul de rentabilitate internă, calculat pentru soluția „aspersiune la cerere”, este de 15% pentru un surplus de venit brut, rezonabil, de 2.000 franci la ha după irigare;

- tarifarea apei după volumul înregistrat la prize (borne), posibilă în soluția „b”, prezintă avantaje nete:

limitează risipa de apă asigurând administrarea normelor utile, favorizează folosirea deplină a volumelor de apă din rețea, facilitează zonarea tarifelor după diverse criterii;

- economii considerabile de apă în soluția „b” de cel puțin 50% în raport cu irigația de suprafață [2];

- rezervoarele de presiune asigură menținerea presiunilor în rețea pentru distribuția la „cerere”, cu vânzarea apei după volum, care duce la economii suplimentare de apă și deci de investiții (în soluția „b”);

- capacitatea de adaptare a rețelei de conducte la teren în soluția „b”, și la eventuala extindere a irigațiilor, prin simpla dublare a conductelor, racordurilor, pompelor. Această posibilă extindere justifică dimensionarea strictă a rețelei, fără coeficient de siguranță (în soluția „b”);

- execuția rețelelor de distribuție în soluția „b” corespunde, în majoritatea cazurilor, soluției economice optime (fără a fi o „tehnică luxoasă”, cum se apreciază adesea rețeaua cu distribuție la „cerere”), dacă se ia în seamă ansamblul factorilor semnificativi: valoarea apei la locul de priză, dimensiunile lucrărilor în amonte (rezervoare și conducte de aducțiune), eșalonarea investițiilor în timp.

Compararea soluțiilor „a” și „b”, în diverse variante, trebuie să includă pe lângă criteriile tehnico-economice (în care „b” apare prioritară) și aspectele demografice, organizatorice și mai ales cele financiare (care pot fi în avantajul soluției „a” – irigarea prin scurgere la suprafață).

Aprecierilor subiective, care adesea se transformă în critici la adresa unei anumite metode, trebuie să li se opună studii aprofundate, atunci când se dă prioritate unei anumite metode. La începutul aplicării tehnicii de irigare prin aspersiune la „cerere” s-au adus ample și variate critici. La cel de-al patrulea congres al Comisiei Internaționale de Irigații și Drenaje (C.I.I.D.) de la Madrid (1960) s-a dezbătut acest subiect, cu critici uneori „pasionate”, cum apreciază G. Manuellan (1971), la adresa soluției „b”.

După o perioadă relativ scurtă (1960-1970) de la aplicarea soluției „b” (irigarea prin „aspersiune la cerere”), constatându-se interesul crescând pentru importante avantaje aduse de această soluție, C.I.I.D. a organizat prin Comitetul Național Francez cea de-a IX-a reuniune europeană (Aix-en-Provence, 1971) cu subiectul „Concepția de ansamblu, metodele de studiu, realizarea și exploatarea rețelelor moderne de distribuția apei de irigație prin conducte sub presiune”. La un nivel mai amplu și sub mai multe aspecte, problema „b” a format și obiectul unor referate prezentate la al 8-lea Congres internațional de irigații și drenaje (Varna, 1972), aspectele legate de automatizare având prioritate.

<sup>1</sup> Panta terenului.



## 1.5. DEFINIREA UNUI SISTEM MODERN DE IRIGAȚII ȘI PRECIZAREA STUDIILOR NECESARE ELABORĂRII PROIECTULUI

### 1.5.1. CARACTERISTICILE SISTEMULUI MODERN DE IRIGAȚII

Irigația modernă trebuie să asigure la „cerere” apa necesară agriculturii și în paralel tuturor ramurilor economice aflate în perimetrul sistemului de irigații: centre populate rurale și urbane, industrie și alte sectoare.

Principalul consumator de apă în zonele agricole fiind plantele cultivate, este firesc să se organizeze baza materială a aducțiunii și distribuției în acest scop prioritar, echipând însă această bază – sistemele de irigație – astfel încât să asigure toate cerințele de ordin cantitativ (volume, debite), calitativ (mineralizare, turbiditate, oxigenare, temperatură), la timp (în tot timpul anului și oricând se „cere”) și pentru celelalte sectoare.

Toate aceste cerințe își găsesc aplicabilitate în limita unor parametri economici optimi, raportați la valoarea produsului obținut din folosirea unui  $m^3$  de apă (în agricultură, industrie ș.a.).

În economia țării noastre „apa”, acest „aur alb”, are o repartitie în timp (tabel 1.2) care justifică dezvoltarea unor sisteme și metode de irigații din cele mai perfecționate, avându-se în vedere procentul destinat folosințelor agricole (circa 50% din total, în 1975).

**Tabelul 1.2.** Repartitia consumurilor de apă în economia țării noastre

Anul	1960	1965	1970	1975	1980	1985
Cerința						
Apă potabilă	0,35	1,07	1,54	2,19	3,01	4,20
Apă industrială	0,80	2,24	3,86	7,03	11,84	17,57
Irigații	0,80	1,16	3,71	9,14	12,90	16,92
Piscicultură	0,60	0,60	0,99	1,20	1,70	1,74
Total (miliarde $m^3$ /an)	2,61	5,07	10,10	19,56	29,45	40,43

Ca o completare, trebuie precizat că sursele noastre de apă pot acoperi cerințele prezentate în tabelul 1.2, întrucât potențialul regularizat al scurgerilor de suprafață însumează numai pe râurile interioare, fără Dunăre, volumul de 34,8 miliarde  $m^3$  pe an, cu un debit de 1.100  $m^3$ /s. Pentru anul 1972, volumul de apă utilizabil în regim natural era de circa 6 miliarde  $m^3$  pe an. În anul 1985, cele 124 acumulări regularizau un volum de 9,5 miliarde  $m^3$  anual. În plus, din potențialul

subteran de 8,5 miliarde  $m^3$  anual, se pot folosi în condiții economice 4,5 miliarde  $m^3$  pe an.

Tabelul 1.2 arată evident politica apelor în țara noastră; cu toate că la nivelul anului 1985 consumul industrial va depăși pe cel afectat irigațiilor, totuși acesta (pentru irigații) continuă să crească, reflectând atenția acordată modernizării și industrializării agriculturii pe întreg teritoriul țării, ca și pe glob.

Înțelegându-se rolul folosirii apei în agricultură – prin irigații, cu prioritate pentru anumite teritorii întinse: Bărăganul, Podișul Dobrogean, Podișul Moldovenesc, Câmpia Olteniei, Câmpia de Vest, este firească soluția adoptată, a marilor sisteme (complexe) zonale de irigații, ca: Valea Carasu – sudul Dobrogei 189.000 ha, Gălățui – Călărași 83.000 ha, Sadova – Corabia 80.000 ha, Terasa Brăilei 72.000 ha, Pietroiu – Ștefan cel Mare 54.000 ha, Jegălia – Călărași 21.000 ha, Fântânele – Aradul Nou – Sagu 9.418 ha, Mostiștea – București 200.000 ha.

Acestea fiind însă servite prin stații de pompare, cu deosebire din Dunăre și cu aducțiuni antigravitaționale, sunt mai puțin apte pentru folosințe complexe, în opoziție cu cele de tip gravitațional, unde aducțiunile pot prelua rolul unor adevărate râuri interioare.

Aproape în toate situațiile se pot adopta soluții de aducțiune gravitațională, cu îndreptarea preocupărilor spre surse de apă formate din râurile interioare – regularizate – (prin acumulări multianuale și anuale, prin derivații și împrumuturi între bazinele hidrografice) și prin admiterea unor aducțiuni cu lungimi mari. În acest caz, sistemul de irigații poate căpăta forma unei rețele de distribuție ce va împânzi întreg teritoriul aferent, satisfăcând toate cerințele de apă zonale și locale, asemănător marilor sisteme din fosta Uniune Sovietică (de exemplu, S.I. Donul Inferior), din Franța (de exemplu, S.I. Canal Provence) la care, în capitolele următoare, se vor face referiri și chiar prezentări mai ample pentru exemplificare.

Nu trebuie înțeles de aici însă că prin sistem de irigații se urmărește a se pune accentul numai pe cele mari, zonale, ca de exemplu, „Dobrogea de sud” (189.000 ha) sau „Mostiștea” (200.000 ha). Pe lângă asemenea sisteme, ce se vor trata cu prioritate și în complex, în lucrare se acordă atenția cuvenită amenajărilor locale mai mici (de ordinul zecilor sau sutelor de ha) sau din interiorul unor unități agricole irigate, ce reprezintă sectoare sau ploturi de irigare, care vor fi dimensionate și utilizate numai pentru cerințele agricole.

Independent de mărimea și complexitatea (în folosințe) sistemului de irigație, acesta trebuie să fie „modern”, adică să aibă următoarele caracteristici:

1. Efect economic ridicat; timp de recuperare mic.
2. Satisfacerea cu apă a multiplelor cerințe ale

teritoriului aflat în limita sistemului de irigație.

3. Creșterea continuă a fertilității solului, fără pericol de degradare prin salinizare, înmlăștinire, erozare, tasare ș.a.

4. Exploatarea cu randament maxim.

5. Distribuția apei la „cerere” (cererea beneficiarului – om, sol, plantă, condiții climatice, industriale, economico-sociale etc.), prin automatizare și telecomandă.

6. Corelarea tipurilor de soluții de amenajare cu situația naturală, economică și demografică a teritoriului.

7. Adaptarea la condițiile locale a soluțiilor de scheme hidrotehnice și centre de priză.

8. Valorificarea tuturor surselor de energie locală ieftină (hidraulică, eoliană ...) în acționarea diverselor instalații de ridicat apa (începând cu cele mai simple, ca roți hidraulice etc.).

9. Asigurarea rolului polivalent al sistemelor în tehnica irigației, fie prin trecerea de la o metodă de irigație la alta, fie prin aplicarea udărilor în scopuri diverse: umectare, fertilizare, antigel ș.a.

10. Sistemul de irigație trebuie să reprezinte o bază tehnico-economică puternică în ridicarea multilaterală a economiei unui teritoriu.

11. Sistemul de irigație trebuie să aibă durata lungă de funcționare (peste 30-40 ani), cu posibilități de îmbunătățire și adaptare la „nou”.

12. Tehnica modernă folosită în irigații începe din faza de studiu și proiectare, cu adoptarea celor mai perfecționate procedee și mașini (electronice), care să conducă la găsirea *optimumului* în toate aspectele legate de realizarea și exploatarea sistemului.

În concluzie, sistemul modern de irigații cu funcționare automată, care va fi tratat în capitolele următoare, include următoarele verigi:

– *schema hidrotehnică* (aducțiune și derivații) de tip deschis, cu comenzi și reglări automate (v. cap. 5 și cap. 6). În cazul unor suprafețe reduse ( $Q_a < 2 \text{ m}^3/\text{s}$ ) aducțiunea și derivațiile pot fi și de tip închis;

– *rețeaua de distribuție* – irigație de tip închis, cu funcționare la „cerere” (v. cap. 7). Distribuția la „cerere” trebuie înțeleasă în sensul că fiecare beneficiar are posibilitatea să utilizeze apa când are nevoie, în funcție de cerințele culturilor, dar în limitele debitelor unitare care au stat la baza proiectării. În situații impuse de condițiile tehnice, economice și organizatorice, această rețea poate fi și de tip deschis, cu funcționare prin „rotație” (tur de udare, cu cotă de apă);

– *tehnica de irigare* poate fi prin aspersiune (care se încadrează mai corespunzător în S.I. moderne, cu distribuția la „cerere”), prin picurare, prin scurgere la suprafață (cu distribuția centralizată prin conducte flexibile sau rigide), subterană, de tip bivalent (de

exemplu, aspersiune și scurgere la suprafață), de tip polivalent (în scop de umectare prin aspersiune și brazde, în scop antigel prin aspersiune, în scop de umectare și fertilizare ș.a.) (v. cap. 7, 8, 9).

– *rețeaua de drenaj*, ce va avea rol preventiv (contra înmlăștinirii și a salinizării) sau curativ (v. cap. 10 și 11).

În cadrul acestor patru verigi se vor prezenta și instalațiile, aparatele și procesele de automatizare.

### 1.5.2. STUDII ȘI ANALIZE NECESARE PROIECTĂRII SISTEMELOR DE IRIGAȚII

Disponibilitățile de terenuri agricole de mare fertilitate, disponibilitățile de apă, de fonduri și de forță de muncă fiind limitate, iar cerințele agro-alimentare în continuă creștere, irigația nu este un scop în sine, ci urmărește rentabilitate și eficiență maxime a investițiilor. Pentru aceasta, proiectele trebuie să aibă soluții optime în ansamblul lor – tehnic, economic, organizatoric. Concură la această soluționare intervențiile competente ale proiectantului chiar din faza studiilor de ansamblu, când se definesc caracteristicile principale ale zonei de amenajat, schema cea mai indicată de amenajare, estimarea costului lucrărilor, evaluarea diferitelor cote de rentabilitate ale obiectivelor proiectate, studiul de fezabilitate.

Diferitele faze ale proiectului reclamă dezvoltări mai ample sau mai restrânse, cu diverse profunzimi, fie în privința studiilor, fie în cea a analizelor și a metodelor de calcul.

În tehnica mondială, în majoritatea cazurilor, sunt adoptate trei faze (F) în elaborarea proiectelor de irigații:

$F_1$  – Studiile generale, care au ca scop să fixeze schema directoare definitivă a S.I.

$F_2$  – Anteproiectul (proiectul de ansamblu), care are ca obiect esențial de a aprofunda și de a detalia, în special pe plan tehnic, schema directoare definitivă aleasă, ca urmare a studiilor generale.

$F_3$  – Proiectul, care privește o unitate tehnică coerentă, ca de exemplu: o stație de pompare, un rezervor, o rețea de distribuție – irigație (cuprinzând o suprafață sub 2.000 ha), un centru de control și comandă etc. Proiectul nu mai privește perimetrul în ansamblu, ci zone de dimensiuni și obiective reduse, cum s-a menționat [13]. Proiectul se pune la dispoziția întreprinderilor de finanțare și execuție, în scopul materializării.

**Studiile din faza I ( $F_1$ ).** În prima fază, studiile sunt legate de: delimitarea zonei interesată la amenajare cu diferitele exploatare și folosințe, caracteristicile agropedologice și climatice, determinarea planurilor de

cultură și a altor folosințe, determinarea necesarului de apă pentru agricultură și alte folosințe, cu stabilirea coeficientului de utilizare productivă a terenurilor și, în final, fixarea schemei de ansamblu a S.I.

1. *Prin delimitarea zonei interesate* (anchete agricole și funciare) se urmărește: eliminarea de la irigații a suprafețelor unde producțiile agricole nu sunt susceptibile de rentabilizarea investițiilor; stabilirea costului limită rentabil al rețelei de irigații și al perspectivelor (prin aproximări, în baza unor soluții prealabile); identificarea beneficiarilor și a unităților de exploatare, cu dezvoltarea în perspectivă; cunoașterea interesului pentru irigații al beneficiarilor, care va permite și fixarea ordinei prioritare a execuțiilor; determinarea naturii și volumului investițiilor conexe, pentru ca irigația să aibă efectul scontat (de exemplu, întrerinderi prelucrătoare, de valorificare a produselor etc.).

2. *Prin studiile pedologice și climatice* se urmărește: determinarea capacităților potențiale și caracteristicile hidrodinamice ale solurilor, care permit să se stabilească mărimea normelor de udare, intensitatea medie de pluviometrie și deci tipurile de amenajări, instalații, aparate, timpul de udare, planul de culturi ce se pot practica, ca și cele neindicate (restricții) ș.a.

3. *Planurile de cultură ca și alte folosințe* permit să se stabilească cerințele de apă. În această fază de studiu, care premerge stabilirii soluției, se determină planurile de cultură – tip pentru anumite perimetre, după stabilirea planurilor optime din punct de vedere economic pentru perimetrul irigat. Aceste planuri au la bază rezultatele anchetelor agricole și funciare, studiile agropedologice care limitează restricțiile tehnice, studiul pieței agricole și a evoluției sale. Modelele matematice, folosind fie programarea lineară sau dinamică, fie simularea, sunt de un real folos în această fază ( $F_1$ ), ținând seama de numărul mare de variabile și de restricții, mai ales că aceste planuri (de culturi) nu sunt statice și se impune prevederea evoluției lor în timp. Se analizează, în general, această problemă pentru mai multe etape de dezvoltare [13]: I – la darea în exploatare a rețelei de irigație, a II-a – la 5 ani după darea în exploatare, a III-a – la 10 ani și a IV-a – la 15 ani.

Studii similare se întocmesc și pentru celelalte folosințe din perimetrul dominat de S.I., ca: cerințele de apă pentru centrele populate, pentru industrie ș.a. Acestea se analizează, de asemenea, pentru diferite etape (de exemplu, pentru anii 1975, 1985, 1996, 2000) și în două ipoteze (I): lentă (I.L.) și rapidă (I.R.).

4. *Cerințele de apă*, reprezentând punctul central al parametrilor de proiectare a rețelei de irigație, se analizează cu multă atenție, sub ambele aspecte (volum, debite).

Pentru irigații se pot folosi: formulele consacrate

(de bilanț radiativ, termic ș.a. – v. cap. 3) și măsurătorile directe (evapotranspirometre), care permit să se stabilească nevoile maxime ale culturilor pe tot ciclul de vegetație.

În sudul Franței, formulele Bouchet sau Blaney Criddle conduc, după corecție (se calculează o cantitate de precipitații egală cu 80% din ploaia căzută și o eficiență la parcelă de 90%), la rezultate apropiate de cele măsurate experimental.

Proiectarea, dimensionarea S.I. nu se realizează însă în toate situațiile pentru asigurarea maximului agrotehnic, ci pentru asigurarea optimului economic pentru beneficiari (agricultori), ținând cont de prețul apei adusă până la plantă. Aceasta înseamnă că pentru atingerea optimului economic se poate lua în calcul doar o anumită fracțiune din cerințele maxime ale culturilor. De exemplu, pentru culturile furajere, optimul economic nu depășește 75% din optimul agrotehnic [13]. Pentru culturile intensive, aceste două valori optime au tendința de egalizare.

Se cunoaște, de altfel, că în sistemele cu funcționare automată se pot include restricții privind sursa de apă, capacitățile de transport ale rețelelor etc., tot din considerente de optim economic.

Cerințele globale de apă ale planurilor de cultură tip (calculate pe culturi), variabile în spațiu și timp, se fixează, în proiect, sub formă de *volume lunare și debit de vârf*. Cu aceste două mărimi se stabilesc: volumele de acumulare ale rezervoarelor, capacitățile de transport ale rețelelor de aducțiune și debitele rețelelor de distribuție – irigație.

Variabilitatea cerințelor de apă în timp depinde de doi factori. Primul factor este *raportul de irigație*,

adică:  $\frac{\text{suprafața efectiv irigată}}{\text{suprafața amenajată}} \left( \frac{S_i}{S_a} \right)$ , care variază du-

pă mărimea suprafeței, dezvoltarea în timp a irigației și caracteristicile agroeconomice ale perimetrului. Numai în cazul suprafețelor mici acest raport poate fi apropiat de unitate (1); în mod real, o însemnată parte a suprafeței amenajate nu se irigă anual din motive obiective sau subiective. După aprecierea lui R. Clément, în zonele semiumede, unde irigația este complementară, la epoca de încărcare mare a rețelei acest raport poate fi de 0,5, pentru ca în zonele aride să fie de 0,80-0,85. Raportul de irigație este foarte variabil în timp și adesea punerea în funcțiune a rețelei este doar de 20-30% [13]. Necesitatea conceperii unui model probabilistic și stabilirea unor relații de variație a raportului de irigație, în funcție de suprafața echipată, sunt indispensabile la etapa proiectării „debitului de calcul”.

Dacă pentru rețelele din zonele aride este mai simplu de a adopta raportul  $\frac{S_i}{S_a} \approx 1$ , cu repercusiuni fi-

nanciare rezonabile, în cazul rețelilor din zonele sub-umede și umede acest raport prezintă variații mari de la an la an; este de reținut că o variație a raportului  $\frac{S_i}{S_a}$  de

10% antrenează o variație a costului rețelilor de 3-5% [13], angajând astfel cheltuieli neproductive, care sunt neglijate în general de proiectanți.

Al doilea factor rezultă din faptul că o agricultură evoluează treptat de la „uscat” la „irigat”, iar dimensionarea debitelor de calcul ar trebui să ia în considerație cel puțin trei etape de utilizare a rețelei: 0-5 ani, 5-15 ani și peste 15 ani.

Variabilitatea cerințelor de apă în spațiu trebuie privită în diversele secțiuni ale S.I.: în capătul perimetrului irigabil (1), la nivelul parcelei (2), la extremitatea antenei rețelei (3); între cele două extremități (1) și (3) este stabilită o relație de racordare.

Cerințele medii ale unui perimetru irigabil se pot calcula cu suficientă aproximație prin aplicarea cerințelor unitare (1 ha) la un asolament mediu (tip); la nivelul parcelei situația se schimbă, fiind necesar să se facă apel la debitul „modul” (v. cap. 3).

În tehnica irigației se adoptă în general un debit fictiv al lunii de vârf, în funcție de suprafața echipată (amenajată). În capătul perimetrului, acest debit corespunde asolamentului mediu, iar în extremitatea antenei (rețelei), cerințelor culturii celei mai exigente în apă.

Procedul s-a dovedit rezonabil în zonele cu irigații complementare, pe suprafețe mari și unde suprafața efectiv irigată (anual) reprezintă o anumită fracțiune din cea amenajată [13].

În zonele aride, unde nevoile de apă sunt mult mai constante și unde raportul de irigație este mai compensat,  $\frac{S_i}{S_a} \approx 1$ , acest procedeu are o importanță

limitată. În acest caz se consideră că se pot lua în calcul, chiar la nivelul parcelei, cerințele de apă care corespund unui asolament mediu [13].

Cerințele de apă fiind condiționate în foarte mare măsură de variabilitatea unor factori meteorologici, în faza de elaborare a studiilor, colectarea și interpretarea datelor specifice trebuie făcute cu mult discernământ de către proiectant.

În calcul se iau: anii secetoși (cu frecvență de 1/5 sau 1/10) pentru volume, întrucât cerințele de volume, care determină capacitățile de transport ale rețelilor (aducțiuni și derivații), precum și volumele de rezervă, trebuie satisfăcute în anii secetoși, și anul mediu, dacă este vorba de un debit de vârf, pentru care se pot admite restricții în unii ani.

Aplicabilitatea acestei metode este cu atât mai mare cu cât zona este mai secetoasă și irigația este in-

dispensabilă. În zonele mai umede nu trebuie să se admită restricții în „libertatea” folosirii apei în anii secetoși, întrucât în acești ani (secetoși) va fi folosită mai mult rețeaua de irigație. Deci, pentru această zonă nu este recomandabil să se calculeze o rețea pentru anul mediu, când utilizarea irigației ar fi slabă sau nulă.

În concluzie, trebuie subliniat că nevoile de apă calculate după procedeele enunțate urmăresc optimul economic pentru agricultură și nu pe acela care corespunde cel mai bine cerințelor agrotehnice.

5. *Schema de ansamblu a S. I.* (schema hidrotehnică). După centralizarea și interpretarea studiilor, proiectantul trebuie să fixeze schema hidrotehnică – „aducțiunea și derivațiile”, în baza unei analize comparative (tehnice și economice) între mai multe soluții.

Pentru aceasta se procedează, pe scară mondială, după următorul plan [13]:

- se fixează liniile principale ale schemei hidrotehnice, după schemele tip posibile<sup>1</sup> (în funcție de relief, hidrografie, condiții agroeconomice, cerințele altor beneficiari ș.a.), eliminându-se detaliile și schematizându-se deservirile;

- se analizează diferite variante în cadrul fiecărei soluții propuse. Fiecare zonă a proiectului permite mai multe variante, legate de tipul de amenajare (echipare) și de întinderea suprafeței propusă la amenajare în varianta studiată (prin excluderea sau nu a unor suprafețe situate la cote mai înalte sau periferice, prin eliminarea unor suprafețe, perimetre mai puțin receptive la irigații). Fiecare variantă poate acoperi zone de întinderi diferite. În această fază de proiectare se poate definitiva perimetrul destinat echipării (amenajării), pe criterii economice de rentabilitate, cu atât mai mult cu cât disponibilitățile de surse de apă și fonduri de investiții sunt limitate și insuficiente pentru suprafețe prea mari;

- estimările variantelor se fac sumar, dar semnificativ, în această fază de proiectare, folosindu-se indicatorii de plan (prețuri de ordin forfetar) pentru fiecare tip de amenajare (de exemplu, 18.000 lei/ha irigat, în cincinalul 1970-1975);

- după evaluarea fiecărei soluții (cu variantele analizate), se trece la analiza comparativă (tehnică și economică) a acestora, fixându-se cea rentabilă;

- pentru soluția aleasă se elaborează programul de realizare, cu o eșalonare cât mai bună a investițiilor în timp, precum și balanța economică a S.I. pe toată durata funcționării.

6. *Studiul economic* se fundamentează pe următoarele elemente:

- compararea fluxului cheltuielilor și încasărilor între unitățile productive ale S.I. și cei interesați (beneficiari agricoli, industriali, edilitari ș.a.; prin conto-

<sup>1</sup> V. Blidaru, *Irigații și desecări*, cap 3; 4; 5 Editura Didactică și pedagogică, București, 1969.

rizarea și valorificarea apei, ca și prin alte tipuri de servicii și asistențe tehnice – pentru sectoarele economice regionale sau naționale – prin folosirea căilor de transport pe apă, pentru hidroenergetică, pentru turism – agrement, ca și în alte scopuri);

– limitarea cheltuielilor și încasărilor, care se iau în seamă în această fază de proiectare; acestea sunt limitate numai la acelea antrenate de schimburile între cele două unități (ale S.I. și exterioare), excluzându-se cele interioare ale unităților productive ale S.I.

Acest bilanț al cheltuielilor și încasărilor trebuie să fie estimat pentru toată durata de funcționare a S.I., cu actualizările impuse (rata de actualizare).

Valoarea economică a amenajării este dată de *rata rentabilității*, prin care se compară încasările și cheltuielile eșalonate în timp.

Prin studiile generale din faza I s-a fixat definitiv schema hidrotehnică rentabilă (tehnic și economic).

**Studiile din faza a II-a.** În a doua fază, studiile au ca obiectiv principal de a aprofunda și detalia, în special pe plan tehnic, schema de ansamblu aleasă în F<sub>1</sub>.

Acestea se referă la toate grupele (loturile) de lucrări (obiective) omogene, care răspund unor funcții complexe și care trebuie realizate după criteriile:

– cost minim al lucrărilor (obiectivelor) în condițiile de funcționare impuse;

– organizarea corelată a ansamblului: aducțiune – derivații – rețea distribuție – beneficiar – culturi agricole și alte folosințe, pentru asigurarea unei funcționări hidraulice optime;

– optimizarea complexului sursă – aducțiune – pompare – refulare – rezervor – rețea;

– suplețe de adaptare a schemei hidrotehnice și a amenajărilor interioare la eventualele dezvoltări ale anumitor instalații, aparate și chiar tehnici de amenajare (irigații, drenaje etc.).

Loturile de lucrări – obiective, care se diferențiază sau intervin cu anumite particularități în tehnica proiectării la faza a II-a sunt: aducțiunea – derivațiile – rețeaua de distribuție. În majoritatea cazurilor, distribuția se face prin rețea sub presiune cu stații de pompare – rezervor – rețea de distribuție – irigație (prin aspersiune, scurgere la suprafață, picurare ș.a.).

În capitolele următoare se vor dezvolta aspectele tehnico-funcționale și baza de calcul a acestor grupe de obiective.

În figura 1.1 s-au arătat grupele de obiective la care ne referim: prize – aducțiuni – derivații, rețele de distribuție.

**Studiile din faza a III-a definitive** (proiectul). Aceste studii nu se, mai referă, cum s-a precizat anterior, la întregul sistem de irigație, la întreg perimetrul, ci numai la zone restrânse, formând unități tehnice coerente: centru de priză, aducțiune – derivații, stație

de punere sub presiune, rezervor, rețea de distribuție ( $S < 2.000$  ha), echipamentele de udare, rețeaua de drenaj etc.

Detalii asupra ultimelor două faze de proiectare (F<sub>2</sub> și F<sub>3</sub>) vor fi date în capitolele ce tratează problemele tehnice ale S.I. (aducțiune, distribuție, amenajare interioară, echipamente – cap. 2-11).

## 1.6. MATERIALE, ECHIPAMENTE, TEHNOLOGII ȘI PROBLEME DE ÎNTREȚINERE ȘI EXPLOATARE A SISTEMELOR DE IRIGAT

De la primele sisteme de irigații rudimentare, din timpuri străvechi și până la sistemele moderne de azi, cu funcționare automată, materialele și tehnologiile de construcții folosite, ca și procesele de exploatare adoptate au înregistrat o continuă evoluție. Pământul, lemnul și piatra, primele materiale din care s-au construit canalele și instalațiile aferente, cedează continuu locul altor materiale, mai ieftine, mai ușoare, cu calități superioare pentru transportul și distribuția apei: betonul, azbocimentul, masele plastice. Uneltele tradiționale de împrăștiere a apei pe teren, la plante, sunt înlocuite prin echipamente electromecanice [14]. Mijloacele și metodele tradiționale de captare, transport și distribuție a apei sunt în continuă perfecționare, prin: folosirea complexă a resurselor de apă cu ajutorul marilor acumulări și derivații; aducțiuni în mari canale căptușite, drenate și echipate cu vane pentru comenzi automate; distribuții sub presiune la „cerere”; siguranța funcționării rețelelor, chiar în condițiile impuse de variația cererii de apă de la un moment la altul, prin introducerea ordinatorilor și a instalațiilor de siguranță în procesul de exploatare; asigurarea controlului și comenzilor pe întregul S.I., precum și pe secțiuni, prin totala automatizare; economia de apă, prin asigurarea corelării volumelor de apă captate și distribuite prin rețea cu cele administrate pe teren; controlul global al funcționării rețelei, prin dispecerizare automată.

*Problemele de ordin tehnic* sunt indisolubil legate de cele economice. Astfel, noile echipamente sunt adaptate exigențelor irigației, adică cu funcționări dese impuse de variația factorilor naturali, create în serie, standardizate și ieftine; se folosesc adesea materiale mai puțin durabile, însă mai comode în exploatare și care permit o adaptare și o schimbare în termen mai scurt; soluția conductelor sub presiune permite progresivitatea investițiilor, prin dublarea și triplarea rețelilor colective, pompelor, conductelor.

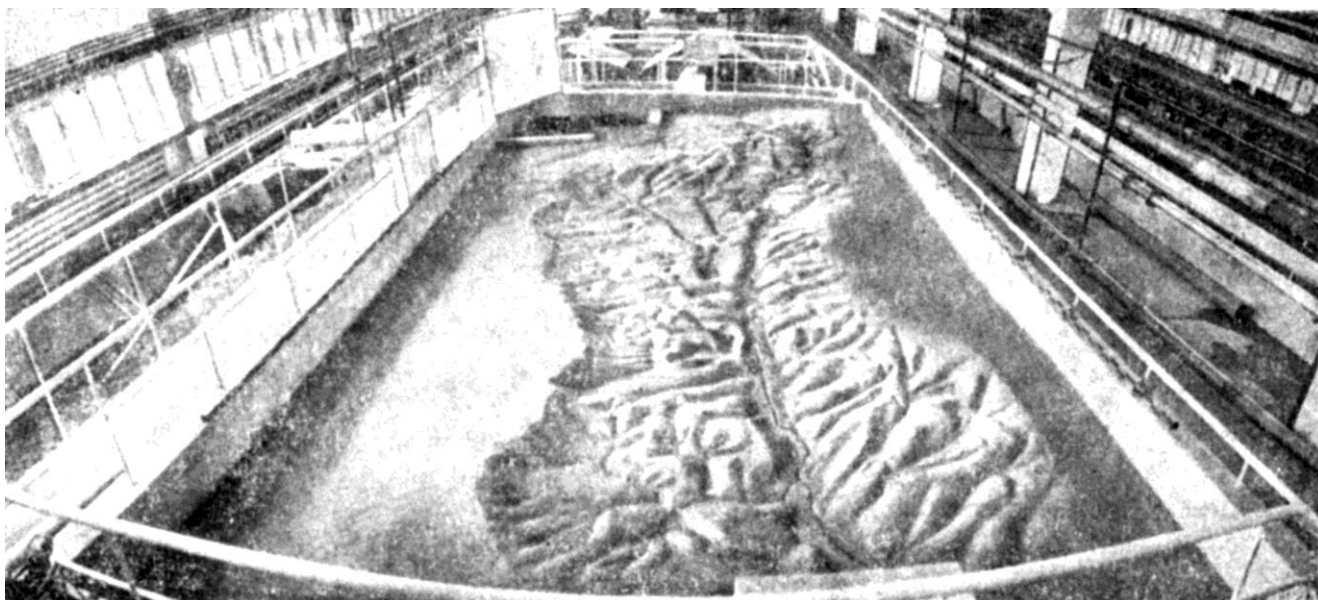
*Problemele de exploatare* ale unui S.I. rezultă chiar din concepția și variantele de proiectare adoptate

[15]. După realizarea S.I., problemele practice care se pun pentru funcționare și întreținere sunt legate de cheltuielile de exploatare, care înglobează: cheltuielile de întreținere, cheltuielile de funcționare – exploatare și sarcinile financiare corespunzătoare investițiilor inițiale. Pentru obținerea unei eficiențe mari de exploatare a S.I., este necesar ca proiectantul să fie un bun cunoscător al cerințelor tehnice, organizatorice și economice ale procesului de exploatare, iar beneficiarul, care păstrează o strânsă legătură cu proiectantul, va trebui să facă față problemelor financiare, comerciale, tehnice, practice și organizatorice cu care este confruntat chiar de la darea în funcțiune a S.I.

*Problemele economice rezidă în a stabili planu-*

*rile de cultură pe o realistă prospectare a cerințelor sarcinilor de plan și piețelor, pentru o cât mai bună echilibrare a veniturilor și cheltuielilor. Fixarea tarifulor de apă, asigurarea intervențiilor, perfecționarea continuă a S.I., asistența tehnică ce se acordă beneficiarilor pentru promovarea unei agriculturi intensive pe terenurile irigate, pentru o cât mai ridicată rentabilitate sunt probleme pe care trebuie să le urmărească specialistul în irigații în ambele faze, atât în proiectare, cât și în exploatare.*

*Sistemele de irigații astfel concepute sunt echipate și cu rețelele de drenaj necesare unei corecte dirijări a apelor subterane.*



Studii pe modele asupra împrumuturilor de apă din alte bazine (Laboratorul de Irigații și Drenaje – Iași)

## Capitolul 2

# SCHEMA HIDROTEHNICĂ. ORIENTĂRI SPRE AUTOMATIZARE

Proiectantul schemei hidrotehnice a unui sistem de irigații complex trebuie să-și asigure o largă colaborare sub aspect tehnic, economic, financiar, demografic, organizatoric. Paralel cu creșterea randamentului agricol al perimetrului irigabil, S.I. trebuie să asigure dezvoltarea armonioasă a tuturor sectoarelor social-economice interesate în economia apei. De aici decurge și complexitatea schemei hidrotehnice.

În funcție de relief, de mărimea și poziția suprafeței irigabile, apa se poate capta din sursă (de obicei cursuri de apă sau acumulări) prin diverse genuri de prize, situate la distanțe variabile de locul distribuției.

În tehnica mondială se impune din ce în ce mai mult genul de captare în curent liber sau barat, cu aducțiune gravitațională, cu amplasarea prizei la distanță mare amonte de perimetrul irigabil (de exemplu, S.I. Canal Provence – Franța, Donul inferior și canalul Turkmen – fosta U.R.S.S., consorțiul Ticino – Italia, S.I. Sredna Toundja – Bulgaria etc.).

În toate aceste exemple, demne de luat în considerație, captările se fac din sau prin intermediul acumulărilor: Greoux pe râul Verdon în cazul canalului Provence, Aralul în cazul canalului Turkmen, Țimlînskaia, cazul S.I. Donul inferior, Lacul Maggiore în cazul canalului Ticino, Jróbtchévo în cazul S.I. Sredna Toundja.

Această soluție rezolvă probleme multiple: redistribuirea scurgerilor din bazine hidrografice (b.h.) proprii sau adiacente (prin derivații), folosirea apei

complex și echitabil între beneficiarii interesați, curățarea apei de aluviuni etc. În figura 2.1 se arată ca exemplu schema Consorțiului Ticino, alimentat din lacul Maggiore [1].

În faza fixării soluției schemei hidrotehnice, proiectantul este confruntat cu ample probleme tehnice și economice, ca: tipul de schemă de rețea, poziția și natura prizei de apă și soluțiile constructive ale rețelelor și instalațiilor.

## 2.1. ROLUL RELIEFULUI ÎN FIXAREA SCHEMEI HIDROTEHNICE

În cazul perimetrelor mari irigabile, locul de captare a apei se găsește la distanță mare de folosință, iar suprafața prezintă adesea un relief neregulat, specific unității geomorfologice în care se încadrează. În funcție de aceasta se pot diferenția, ca scheme specifice hidrotehnice, cele tip relief „*de deal*”, „*de șes*”, „*de luncă* sau *deltă*” și „*de cumpănă de ape* sau *mixt*” [2].

*Relieful tip „de deal”* este caracterizat prin pantă mare, curbe de nivel aproape perpendiculare pe direcția râului, apa freatică la mare adâncime, subsolul cu proprietăți drenante naturale. El permite fie trasarea canalului magistral A, prin mijlocul zonei de irigat, perpendicular pe curbele de nivel, în care caz distribuitorile, ce pleacă din el pe ambele părți, au o dominație unilaterală față de teren (fig. 2.2, B), fie trasarea

canalului magistral aproape paralel cu curbele de nivel, cu distribuitoarele cu dominație bilaterală (fig. 2.2, A).

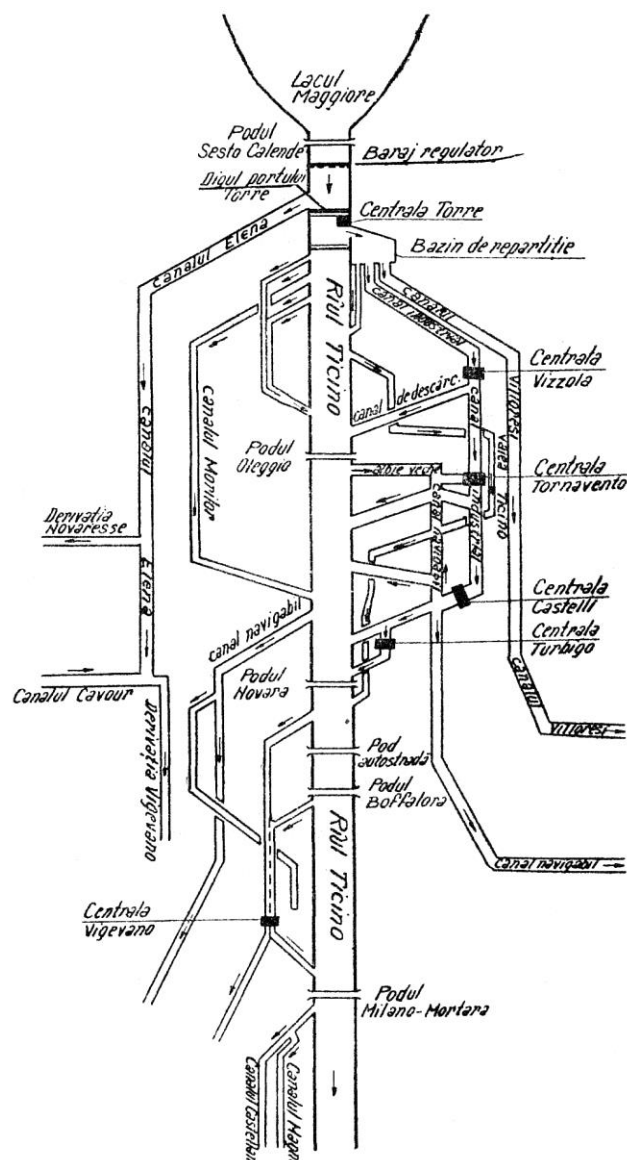


Fig. 2.1. Reprezentarea schematică a prizei și derivațiilor din râul Ticino, pentru irigații și energie electrică (Italia).

Albia râului, fiind stabilă, permite amenajarea unui centru corespunzător de priză, iar panta mare a terenului permite construirea aducțiunii cu partea inactivă scurtă.

Prima variantă se aplică, în general, terenurilor cu pantă mai pronunțată, micșorând astfel numărul de căderi și creând condiții favorabile pentru producerea hidroenergiei. A doua variantă se aplică terenurilor cu pantă mai mică.

*Relieful tip „de șes”,* cu o pantă redusă și neuniformă a terenului, având curbe de nivel cu direcție aproximativ paralelă cu râul, drenare naturală slabă, apele din subsol la mică adâncime și cu înclinare a terenului spre tasare și mineralizare, determină în general două variante de trasare a schemei hidrotehnice a siste-

melor de irigații. În prima variantă, canalul magistral A, cu partea inactivă lungă, se trasează pe cele mai înalte puncte de-a lungul curbilor de nivel (fig. 2.3, a). Rețeaua de alimentare se mai poate trasa și conform variantei a II-a, în care canalul magistral vine de-a lungul curbilor de nivel până la mijlocul zonei și apoi se îndreaptă perpendicular pe aceste curbe, iar distribuitoarele se dispun în unghi față de curbele de nivel, având dominație unilaterală asupra terenului (fig. 2.3, b).

A doua variantă se aplică la o zonă cu o lungime mică și la o pantă mare, care oferă posibilitatea de a obține energie hidrolică pe canalul magistral.

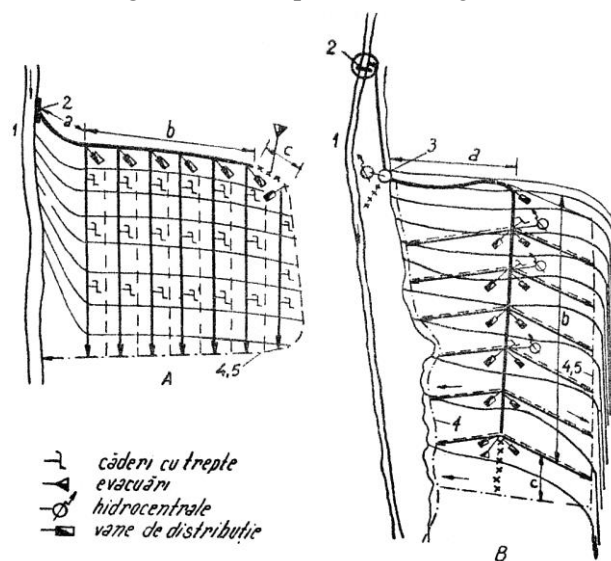


Fig. 2.2. Schema rețelei sistemului de irigație tip deal: A – varianta I; B – varianta II. a – partea inactivă a canalului magistral; b – partea activă a canalului magistral; c – partea terminală a canalului magistral; 1 – râu; 2 – centru de priză; 3 – hidrocentrală; 4 – colector principal; 5 – colector principal și de centură.

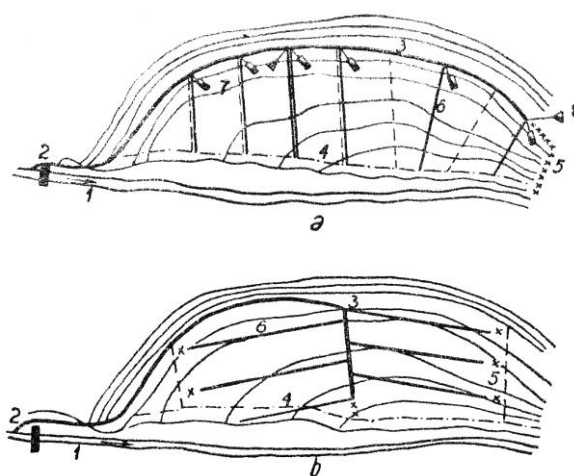
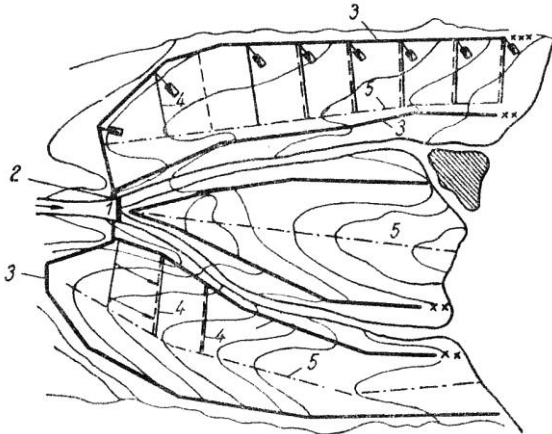


Fig. 2.3. Schema rețelei sistemului de irigație pentru relief tip șes: a) – varianta I; b) – varianta II. 1 – râu; 2 – baraj și regulator frontal; 3 – canal magistral A; 4 – colector principal; 5 – evacuare terminală; 6 – derivații; 7 – punct de ramificație; 8 – cădere.



Relieful tip „de luncă și deltă” se caracterizează prin pantă foarte mică, cu microrelief frământat, apele din subsol la o mică adâncime și adesea mineralizate. Canalul magistral la un sistem de irigație amenajat pe astfel de terenuri prezintă o parte inactivă scurtă și o parte activă ramificată (fig. 2.4). Priza de apă se face frecvent de tipul „prin ridicare mecanică”.

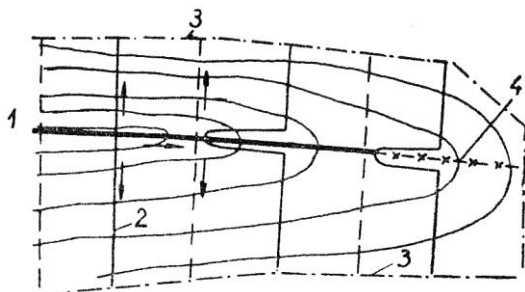


**Fig. 2.4.** Schema rețelei sistemului de irigație pentru relief tip de luncă și de deltă: 1 – râu; 2 – partea inactivă a A; 3 – ramificație R; 4 – canal de distribuție; 5 – canal colector.

La terenurile cu pante mici și cu tendință spre înmlăștinire și salinizare, rețeaua de aducțiune și derivații se construiesc în săpătură adâncă și apa este ridicată în canalele de irigație prin mijloace mecanice, acesta fiind singurul sistem recomandabil pentru canalele de pământ; se mai recomandă impermeabilizarea canalelor sau înlocuirea lor prin jgheaburi și conducte.

La relieful tip „de cumpănă de ape sau mixt”, care prezintă partea cea mai ridicată în mijlocul zonei de irigat, canalul de aducțiune A se va trasa pe cumpăna apelor, având o dominație bilaterală asupra terenului (fig. 2.5).

Relieful variază de la lin până la foarte frământat și cu pante mari, apele din subsol se găsesc la adâncimi diferite.

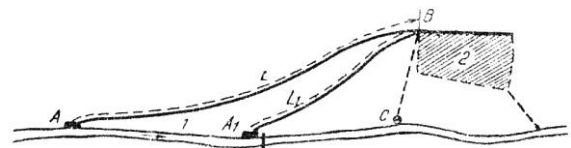


**Fig. 2.5.** Schema rețelei sistemului de irigație pentru relief tip cumpănă de ape: 1 – canal de aducțiune; 2 – canal de distribuție; 3 – canal colector; 4 – canal terminal.

## 2.2. POZIȚIA CENTRULUI DE PRIZĂ

Pentru a se putea distribui apa gravitațional pe suprafața irigabilă, în cazul scurgerii la suprafață, sau fără consum suplimentar de energie (în afară de cel reclamat de pulverizare), în cazul aspersiunii, este necesar ca apa, luată din sursă, să fie adusă pe cât posibil în punctul cel mai ridicat al suprafeței (fig. 2.6).

Problema se poate rezolva, din punct de vedere tehnic și economic, în mai multe soluții și variante, în funcție de natura și poziția punctului de alimentare ales.



**Fig. 2.6.** Schema a trei soluții de poziție a prizei și traseului (două prin scurgere gravitațională și una prin ridicare mecanică): 1 – râu; 2 – suprafața irigabilă.

În acest caz se evidențiază trei soluții [2] (v. fig. 2.6):

- $S_I$ , construirea unui canal de aducțiune cu lungime  $L$  mare și cu pantă  $I$ , cu priză fără baraj  $A$ , într-un sector de râu cu pantă mare  $i$ ;  $i > I$ ;
- $S_{II}$ , construirea unui canal cu lungime mai mică  $L_I < L$  și cu priză cu baraj  $A_I$  care supraînalță nivelul apei cu  $h_I$ ;
- $S_{III}$ , construirea unei prize cu ridicare mecanică  $C$ .

Comparându-se cele trei soluții, în ideea aducerii apei în punctul  $B$  de cotă maximă, rezultă costul amenajărilor.

Diferența de cotă  $h$  între cele două puncte  $B$  și  $C$  pentru  $S_I$  este:

$$h = L(i - I)$$

și astfel, lungimea părții inative a canalului de aducțiune este:

$$L = \frac{h}{i - I}$$

Diferența dintre cotele apei în punctele  $B$  și  $C$  pentru soluția II va fi:

$$(A_I + h_I - L_I I) - (A_I - L_I i) = h$$

$$h_I + L_I(i - I) = h$$

De aici rezultă lungimea  $L_I$  a părții inative a canalului de aducțiune:

$$L_I = \frac{h - h_I}{i - I} < L$$

Soluția de mai sus cu baraj prezintă avantajul că reducând lungimea părții inative a canalului magistral

cu  $d = L - L_1$ , micșorează prin aceasta prețul de cost.

Această reducere trebuie comparată însă cu cheltuielile pe care le-ar provoca construcția și exploatarea barajului.

În multe cazuri, nici una din cele două soluții expuse mai sus (cu  $L$  și  $L_1$ ) nu sunt satisfăcătoare și se poate recurge la ridicarea mecanică a apei, pentru irigarea întregii suprafețe sau a unei părți din ea. Și în acest caz se întâlnesc două situații (fig. 2.7):

– în punctul C, lângă râu (1) se instalează o stație de pompare care trimite apa în punctul B, pentru a iriga întreaga suprafață ( $\omega_1 + \omega$ ), dacă condițiile tehnice și economice motivează aceasta;

– suprafața cea mai înaltă  $\omega_1$  se irigă prin ridicarea mecanică a apei din punctul C al râului sau din punctul D al canalului magistral, iar restul suprafeței  $\omega$  se irigă gravitațional, prin canalul magistral  $L$ , care pleacă din punctul A al râului.

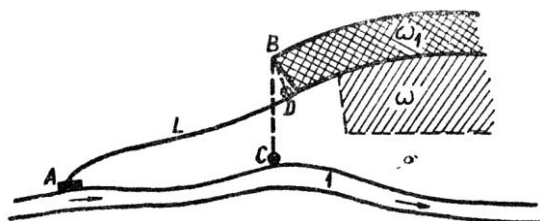


Fig. 2.7. Schema a trei soluții de priză și traseu (două prin ridicare mecanică și una prin scurgere gravitațională).

Soluția adoptată va fi aceea care prezintă superioritate din punct de vedere tehnic și economic.

Din punct de vedere economic, problema se finalizează în ipoteza soluției  $S_1$  în modul următor:

În cazul derivării gravitaționale a apei dintr-un râu, cota de dominație asupra suprafeței de irigat se obține luându-se pentru canalul de aducțiune (C.A.) o pantă  $I$  mai mică decât a râului  $i$ .

În ipoteza că poziția și cota primului nod de distribuție de pe C.A. sunt fixate, se va stabili poziția locului de priză astfel încât să rezulte un cost minim al părții inactive a C.A. (între priză și primul nod de distribuție). Cazul se referă la situația când C.A. este paralel cu râul și locul de amplasare al prizei poate fi oriunde pe râu. Păstrând notațiile din figura 2.6. ( $S_1$ ), deci:  $L$  – lungimea medie (pe C.A. și pe râu);  $h$  – diferența de nivel între râu și canal, în dreptul primului nod de distribuție (B), rezultă:

$$h = L(i - I) \text{ sau } L = \frac{h}{i - I}$$

Dacă se presupune costul canalului ( $C$ ) proporțional cu secțiunea acestuia ( $A$ ), rezultă:

$$C = K \cdot A \cdot L = K \cdot h \cdot \frac{A}{i - I} \quad (1)$$

$$I = \frac{n^2 \cdot q_m^2}{A^2 \cdot R^3} = \frac{n^2 \cdot q_m^2 \cdot M^{\frac{2}{3}}}{A^{\frac{8}{3}}} \quad (2)$$

unde:  $M = \frac{A}{R^2}$  este coeficientul de formă al canalului.

Considerându-se pentru  $P$  din formula lui Chézy

expresia  $\frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$ , a lui Manning, se obține  $R = \left( \frac{A}{M} \right)^{\frac{1}{2}}$  și

$q_m$  – debitul maxim al canalului.

Făcând înlocuirile rezultă:

$$C = K \cdot h \cdot \frac{A}{i - \frac{n^2 \cdot q_m^2}{A^2 \cdot R^3}}$$

Pentru aflarea minimumului lui  $C$ , derivând și egalând cu 0, rezultă secțiunea  $A$  și panta  $I$  economice, pe care trebuie să le aibă canalul de aducțiune:

$$A = \left( \frac{11}{3} \cdot \frac{n^2 \cdot q_m^2 \cdot M^{\frac{3}{8}}}{i} \right)^{\frac{3}{8}} \quad (3)$$

$$I = \frac{3}{11} i \quad (4)$$

Tot o problemă economică, mai generală decât precedenta, poate fi pusă pentru întreaga rețea de irigație sau numai pentru rețeaua de aducțiune, în scopul de a căuta panta și secțiunea udată cea mai economică pentru fiecare tronson de canal, prevăzând și includerea de ridicări mecanice sau de căderi motrice [1].

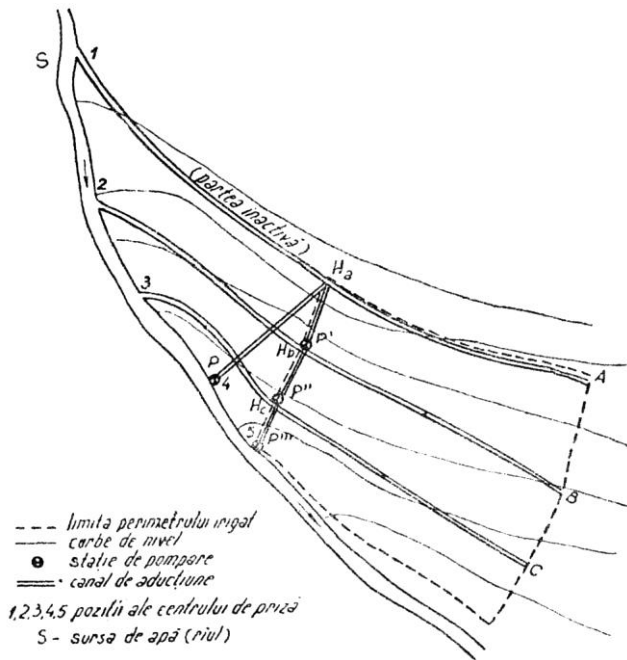
Se acceptă și unele ipoteze simplificatoare. O astfel de simplificare ar fi stabilirea anterioară acestui calcul a poziției stațiilor de pompare sau a hidrocentrelor.

În acest caz, funcția ce trebuie minimizată va depinde de diferitele secțiuni  $A_i$  ale tronsoanelor de canal, iar acestea vor fi legate de investițiile specifice  $B_1$  și  $B_2$  (pentru puterea produsă sau folosită) și de debitele tronsoanelor de canal.

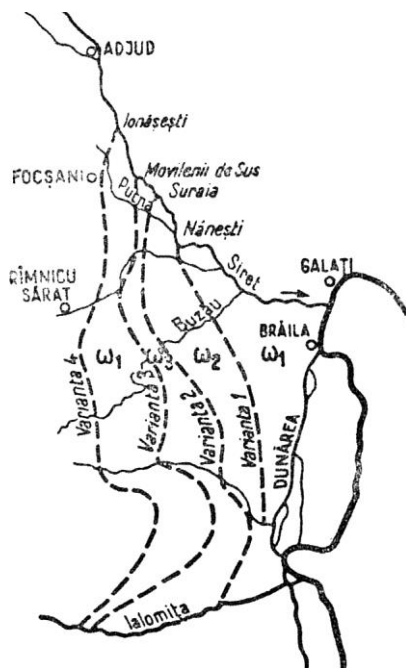
În calcul este necesar să se țină cont de topografia terenului, viteze-limită etc., din care cauză nu se recomandă abordarea problemei în general pe rețele complexe, ci pe porțiuni mai importante [1].

Variante ale soluțiilor de priză, trasee de aducțiuni gravitaționale și prin pompare, variante de alimentări ale zonelor irigabile se pot urmări și în figura 2.8 [3].

Studiile întreprinse pentru derivarea gravitațională a apei în scop de irigații au reliefat rolul hotărâtor pe care-l joacă poziția centrului de priză asupra mărimii suprafeței irigabile (fig. 2.9) [2].



**Fig. 2.8.** Soluții și variante ale poziției centrului de priză și ale traseelor aducțiunii pentru S.I. [3]: H – cote față de râu; p – presiuni de pompare.



**Fig. 2.9.** Variația suprafeței irigabile din Bărgan în funcție de poziția centrului de priză [2]: Varianta 1 servește  $S_1 = \omega_1 = 84.000$  ha; Varianta 2 servește  $S_2 = \omega_1 + \omega_2 = 188.000$  ha; Varianta 3 servește  $S_3 = \omega_1 + \omega_2 + \omega_3 = 275.000$  ha; Varianta 4 servește  $S_4 = \omega_1 + \omega_2 + \omega_3 + \omega_4 = 447.000$  ha.  $L_1 = 85$  km,  $L_2 = 144$  km,  $L_3 = 180$  km,  $L_4 = 186$  km.

## 2.3. SCHEMA ȘI NATURA REȚELEI DE ADUCȚIUNE (R.A.), DE DISTRIBUȚIE (R.D.) ȘI DE COLECTARE (R.C.)

Rețeaua de repartitie (derivații și distribuții) începe de la terminarea părții inactive a canalului de aducțiune (magistral) (v. fig. 2.2 și 2.3) sau de la de-bușarea conductei de refulare, în cazul aducțiunilor mecanice (v. fig. 2.4, 2.6, 2.7 și 2.8). Forma rețelei este în majoritatea situațiilor – de tip ramificat, fiind constituită, în funcție de debitul ce-l transportă și de relief, din canale și apeducte cu scurgere liberă sau din conducte sub presiune, în general, îngropate. Rețeaua poate să fie și mixtă: elementele principale care transportă debite maxi sunt de tipul canalelor și apeductelor cu scurgere liberă, din care apa se poate ridica prin pompare în canalele ce le succed la cote mai ridicate. Rețeaua de distribuție, cu rază de acțiune limitată, este formată din conducte sub presiune, alimentate prin stații de pompare din canalele de ordin superior (derivații).

În tehnica irigației sunt diferențiate trei tipuri de rețele de aducțiune și distribuție: clasice, moderne sub presiune și de lacuri colinare.

*Rețelele clasice* au toate elementele de tip deschis, prin care transportul apei se face gravitațional. Elementele componente ale acestei rețele sunt schematizate în fig. 1.1.

*Rețelele moderne sub presiune* (dezvoltate după anul 1955), în care distribuția apei se face începând de la canalele secundare (C.D.D.G. și C.P.I.) sau terțiare (c.d.g.s. și c.d.s.), printr-o rețea de conducte sub presiune, deservind fiecare (R.D.) o suprafață limitată a perimetrului irigabil (fig. 2.10).

R.D. este pusă sub sarcină printr-o stație de punere sub presiune ce se alimentează din canal. Pentru rețelele de „presiune medie”, care sunt cele mai răspândite, presiunea de serviciu este în general de 3-4 at. Presiunea în R.D. este menținută datorită rezervoarelor de echilibru, a căror capacitate (câteva sute sau maximum câteva mii de  $m^3$ ) este neglijabilă în raport cu mărimea volumelor de apă tranzitate (în R.D.); deci rolul de rezervă de apă al acestor rezervoare nu se ia în considerație, aceasta ar conduce la costuri prohibitive.

Rezervoarele de echilibru pot ocupa diverse poziții în R.D.: de trecere, intermediar, de capăt (v. fig. 2.10).

În fig. 2.11 se prezintă ultimele ramificații ale unei R.D., cu notarea diametrelor și punctelor de distribuție – bornele de irigație, care deservesc prin prizele lor 2-4 parcele alăturate.

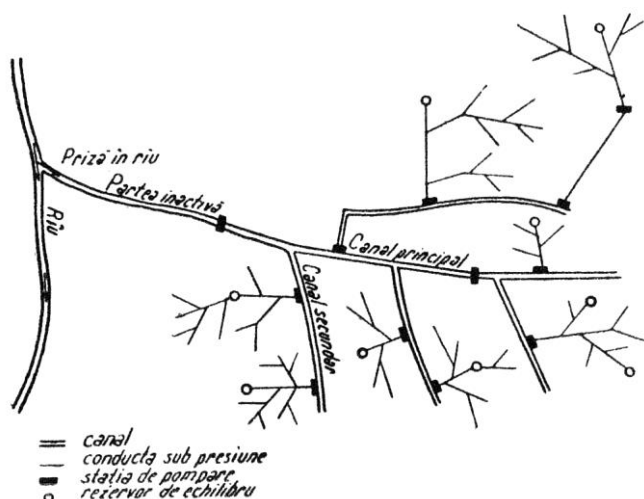


Fig. 2.10. Schema unei rețele de irigații moderne cu distribuția sub presiune [3].



Fig. 2.11. Conductele îngropate ale unei rețele moderne de distribuția apei sub presiune (sistemul de irigație Gurile Rhôn-ului) [3].

Acest tip de rețea sub presiune prezintă două avantaje: conductele nu trebuie să respecte limitele parcelelor, cum este necesar în cazul canalelor deschise, și irigarea prin aspersiune este posibilă fără o nouă punere sub presiune, R.D. găsindu-se sub sarcină.

Rețelele lacurilor colinare s-au dezvoltat pe seama acumulărilor, din apele de precipitații scurse pe versanți și văi, în zonele montane și colinare. În numeroase zone montane, de deal și coline, cu potențial agricol ridicat, producția este limitată, datorită secetelor periodice, iar apa necesară pentru irigații este dificil de găsit în condiții economice. Astfel, râurile și alte cursuri au debite mici, cu caracter torențial, iar forajele, insuficient de productive, sunt scumpe ca amenajare și exploatare (ex.: în Podișul Moldovenesc din țara noastră).

O soluție rațională, tehnică și economică în astfel de zone o constituie și valorificarea apelor din precipitații, acumulate în spatele unui baraj din pământ de câțiva metri sau zeci de metri înălțime, dominând o mică zonă irigabilă. O asemenea acumulare poartă numele în tehnică de „lac colinar” („lago collinare” în Italia, unde s-a născut această tehnică), cu capacități variind în general între 20.000 m<sup>3</sup> și 100.000 m<sup>3</sup> (fig. 2.12), putând alimenta cu apă o suprafață irigabilă de câteva hectare sau zeci de hectare. Se consideră că în zonele colinare, un hectar bazin versant amonte de acumulare permite irigarea unui hectar de culturi în aval.

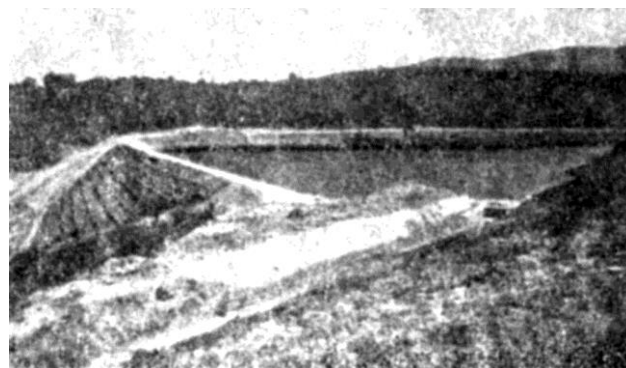


Fig. 2.12. Lacul colinar Azienda Nygola (Livorno – Italia), cu capacitate de înmagazinare de 120.000 m<sup>3</sup> [1].

În lacurile colinare, care nu depășesc decât foarte rar capacitatea de 100.000 m<sup>3</sup>, nu se înmagazinează decât o fracțiune din volumul anual scurs din bazinul de recepție aferent, excedentul deversându-se în aval.

Pierderile de apă prin evaporare din aceste acumulări se estimează, pentru perioada aprilie – septembrie, la o tranșă de 0,5-0,75 m apă la suprafața maximă a lacului. Pierderile din perioada octombrie – martie se consideră recuperabile prin aportul precipitațiilor de primăvară.

Înălțimea medie a acumulării fiind de 5-8 m, rezultă că suprafața unui lac de 100.000 m<sup>3</sup> va fi de ordinul 1,5-2 ha. Pierderile de apă nerecuperabile (aprilie – septembrie) vor fi de ordinul a 10.000-15.000 m<sup>3</sup>.

Pierderile prin infiltrație sunt adesea neglijabile, dată fiind și înălțimea limitată a apei în lac, în cazul

alegerii unor amplasamente geologice corespunzătoare.

În Italia, pentru creșterea suprafețelor irigate în zonele colinare, au fost amenajate până în anul 1957 peste 40.000 lacuri colinare.

Fiecare lac este prevăzut<sup>1</sup> cu o rețea proprie de distribuție, construită în general din conducte fixe sub presiune; deși alimentarea se face de obicei gravitațional, punerea sub sarcină a rețelei se face mecanic, prin intermediul unui mic rezervor de echilibru supraînălțat, pentru a se dispune de presiune suficientă (fig. 2.13).

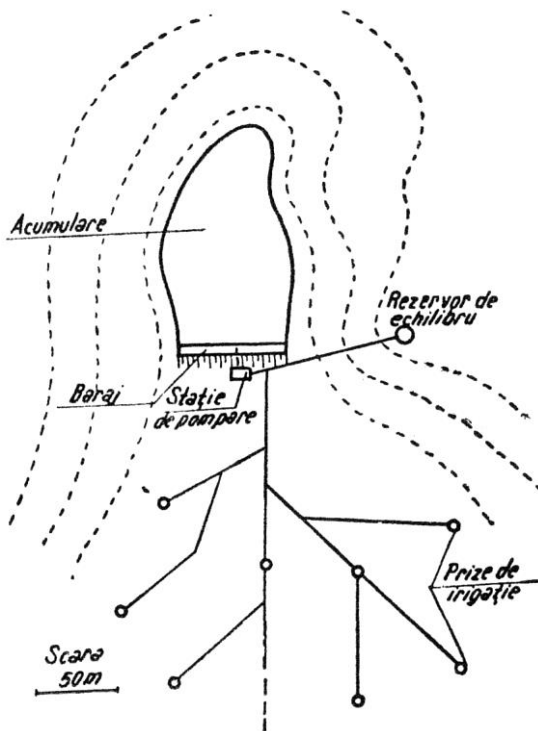


Fig. 2.13. O mică rețea de irigație alimentată din lac colinar [3].

Rezervorul de echilibru folosit în aceste soluții este de tipul cu pernă de aer, angajând cheltuieli mai mici de construcție.

**Rețeaua de colectare.** Apele excedentare din perimetrul irigabil – provenite fie din apa de irigat insuficient dozată, fie din precipitații – trebuie să fie colectate și evacuate în afara perimetrului într-un timp care să nu devină nefavorabil pentru culturi și sol. Structura rețelei de colectare și evacuare este reciprocă celei de aducțiune și distribuție (v. fig. 1.1). Detalii asupra tehnicii de „desecare” se găsesc în tratatul autorului „Irigații și Desecări” din 1969. În cap. 10 al prezentei lucrări se va dezvolta problema „drenajului” în sistemele moderne de irigații.

## 2.4. CONSIDERAȚII ȘI ORIENTĂRI ASUPRA REȚELOR SCHEMEI HIDROTEHNICE

Rețelele S.I. trebuie să corespundă cerințelor enunțate mai jos:

- asigurarea unei funcționări coerente a ansamblului schemei hidrotehnice;
- suplețe de adaptare în cazul unor cerințe și noi echipamente de performanță superioară celor inițiale;
- cost minim al amenajărilor pentru un caz dat și o repartitie optimă a investițiilor.

În afară de aceste caracteristici comune, cele trei genuri de rețele – aducțiune, distribuție, colectare – mai implică și alte cerințe specifice.

**Aducțiunile.** Ansamblul lucrărilor situate în amonte rețelei de distribuție – aducțiunile – sunt de dimensiuni mari, sub formă de canale, apeducte, galerii, conducte (cu instalațiile anexe), care nu distribuie practic apa pe teren. Capacitatea de transport a acestora corespunde, în general, debitului mediu al lunii de vârf într-un an secetos. Deci, aceste elemente nu au de asigurat cererea de vârf zilnică, cu excepția unor cazuri particulare [4].

În cazul S.I. mici, cu debite de aducțiune ce nu depășesc  $2\text{ m}^3/\text{s}$ , se pot folosi conductele ca elemente de aducțiune și derivații; când debitele sunt mai mari se recomandă elaborarea unui studiu comparativ al costului aducțiunii, prin canale și prin conducte.

Aducțiunea prin canale este adesea mai economică, deși realizarea lucrărilor este mai dificilă în condițiile unui relief complex, motiv care determină pe unii proiectanți să prefere soluția conductelor (în limita unor debite rezonabile acestei soluții).

În cazul aducțiunilor prin conducte, trebuie să se aibă în vedere și instalațiile de creare, menținere și fracționare a presiunilor, de tipul stațiilor de pompare și repompare, castelelor de presiune, instalațiilor antișoc și de reglare „la cerere” ș.a., care ridică costul lucrărilor de construcție – montaj ( $C + M$ ) cu 5-20%.

Pentru reducerea cheltuielilor de  $C + M$  este avantajos de a se fracționa pompările pentru menținerea aducțiunilor, prin conducte, la presiuni mici sau nule și de a se recurge la repompări la nivelul distribuției. În același scop se poate recurge și la soluția tronsonării conductei prin „disipatori de energie”.

În cazul aducțiunilor prin canale, pe lângă construcțiile impuse de realizarea canalului și traversarea diferitelor forme de relief, apar – în cazul automatizării – instalațiile de reglare specifice tipurilor de funcționări și comenzi din „aval” din „amonte”, din „aval cu comandă din amonte” etc. În ultima perioadă, în urma colaborării dintre întreprinderea constructoare de in-

<sup>1</sup> Termenul de „lac colinar” include nu numai „acumularea”, ci ansamblul „lac – rețea” [3].

stalații de reglare NEYRPIC și centrul de cercetări SOGREAH (Grenoble – Franța), s-a realizat tipul de „reglare dinamică”, care este o reglare prin amonte de un gen permanent, printr-un ordinator („proces control” sau „comanda funcționării”).

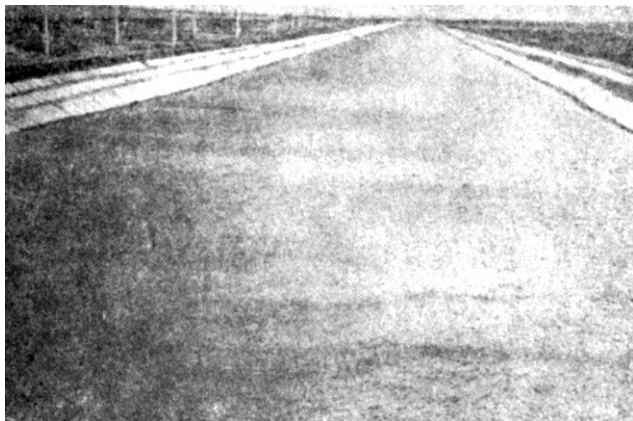
În avalul aducțiunilor sunt prevăzute în general stații de pompare asociate cu rezervoare. Complexul *aducțiune – pompare – refulare – rezervor* trebuie optimizat funcție de parametrii de exploatare.

Rezervoarele adoptate în S.I. sunt cu roluri diferite și de dimensiuni importante, spre deosebire de cele din hidraulica urbană, fără a fi vorba de rezervoarele ce au rolul numai de reglare a stațiilor de pompare (stp) și de menținere sub presiune a rețelei de distribuție.

Rezervorul este necesar chiar și în cazul când relieful terenului ar permite punerea sub presiune gravitațională a rețelei. Ca termen de înzestrare a rețelei cu rezervor, acesta poate fi amânat până în etapa când vârful instantaneu al rețelei va deveni egal cu capacitatea de transport a aducțiunii.

Se pot distinge astfel rezervoare de capacitate mare, medie și mică.

*Rezervoarele de mare capacitate* (mai multe sute de mii de m<sup>3</sup>) se amenajează în depresiuni naturale, pe văi barate (baraje din pământ, anrocamente cu mască de etanșare, betoane). Rol de rezervor îl poate avea și rețeaua de canale, în sistemele de irigații cu reglări automate gen S.I. Sadova – Corabia (v. cap. 5) (fig. 2.14).



**Fig. 2.14.** Canalul de aducțiune. Sistemul de irigații „Sadova – Corabia”.

*Rezervoare de capacitate medie* (zeci de mii de m<sup>3</sup>) se amenajează în general prin excavări, dragări și ramblee, cuva izolându-se cu dale de beton, învelișuri bituminoase, plăci din mase plastice etc., folosindu-se tehnica specifică canalelor de aducțiune.

*Rezervoare de capacitate mică* (câteva sute până la câteva mii de m<sup>3</sup>), specifice reglării stp și punerii sub presiune a rețelelor de distribuție, sunt de tipul cuvelor din beton armat sau din tole de oțel, supraînălțate (castele de echilibru – turn) sau nu, dacă condițiile topografice permit realizarea presiunilor necesare.

*Capacitățile de transport ale stațiilor de pompare*, totdeauna asociate cu rezervoare, pot fi stabilite în diverse ipoteze, alegerea făcându-se îndeosebi după tipul de rezervor ce se poate prevedea pe refulare, și anume [4]:

- rezervor de volum foarte mare, de ordinul a câtorva sute de mii de m<sup>3</sup> pentru o rețea clasică de câteva mii de hectare; debitul stației este egal cu debitul mediu al lunilor de vârf (media a două sau trei luni); această soluție este rareori economică;

- rezervor de volum mare, de ordinul a câtorva zeci de mii de m<sup>3</sup>, pentru o rețea de câteva mii de hectare; debitul stației este egal cu debitul fictiv continuu al lunii de vârf. Acest rezervor poate fi plasat fie în serie, fie în derivație cu refularea, sau în mod excepțional la extremitatea rețelei<sup>1</sup>. Topografia favorabilă a terenului permite construirea rezervorului în soluție ieftină. Costul acumulării apei are o valoare relativ scăzută și puterea fiind minimă, cheltuiala de energie este de asemenea minimă. În afara perioadei de vârf este posibil să se optimizeze funcționarea, ținând seama de tariful variabil al energiei după sezoane și ore;

- rezervorul este de volum mic și nu servește decât la reglarea stației de pompare, aceasta fiind dimensionată pentru debitul de vârf al rețelei. Această soluție este clasică în regiunile de șes, unde nu este economic să se construiască rezervoare mari supraînălțate. Rezervorul de reglare poate fi de tipul în aer liber, supraînălțat pe turn, sau de tipul sub presiune prin aer comprimat.

*Reglarea*, în stațiile cuplate cu mari rezervoare, este simplă, diferențiindu-se tipurile de funcționări reglate de o serie de niveluri în rezervor: funcționarea în timp de iarnă; funcționarea vara, în perioadele de vârf; funcționarea vara, în afara perioadelor de vârf.

Dezvoltarea aparaturii electronice permite realizarea de reglări mai fine (prin circuite logice), adaptabile la evoluția „cererii” și variația tarifului de energie.

La stațiile racordate cu rezervoare de comandă se disting:

- reglările în regim discontinuu, cu soluția clasică rezervată reglărilor prin castele de apă, soluție ameliorată prin introducerea tehnicii noi;

- reglări în regim continuu, care utilizează debitmetre, cu sau fără folosirea de motoare cu viteză variabilă.

Evoluția rapidă a tehnicii electronice, a circuitelor logice, a aparatajului static, vor transforma complet tehnica reglării, vor apărea stații de pompare echipate parțial cu grupuri cu viteze variabile, dotate cu o reglare atât continuă cât și discontinuă, ansamblul fiind dirijat de un „proces-control” (comanda funcționării),

<sup>1</sup> Exemplu S.I. Cheliff – Algeria, prezentat schematic la sfârșitul acestui capitol.

analog în principiu cu „reglarea dinamică pe canal”. Tendința este să se proiecteze stații combinate cu rezervoare hidropneumatice cu un debit mult mai mare ca cel existent (de ordinul  $\text{m}^3/\text{s}$ ) și cu economii apreciabile în construcții (acumulări și rezervoare). Cu tot progresul tehnic, stațiile asociate cu rezervoare mari, unde este posibil, vor prezenta avantaje prin simplitatea funcționării și siguranță, în cazul întreruperii curentului (v. S.I. Cheliff – Algeria).

**Rețelele de distribuție.** Ansamblul lucrărilor situate în avalul rezervoarelor constituie rețelele de distribuție. Ele sunt, în general, în prezent, de tip radial (palmate – ramificate), cu o formă arborescentă ușor de proiectat. Rețelele rectangulare (în ochiuri) nu sunt extinse, în tehnica irigației, decât în mică măsură, datorită unor raționamente simplificatoare și simpliste.

În prezent, adoptându-se funcționarea într-o singură ipoteză (pentru un ansamblu de debite tranzitate, de rețea), rețeaua radială răspunde mai economic problemei, comparativ cu rețeaua rectangulară. Este evidentă această situație, deoarece, pentru o ipoteză dată, o rețea rectangulară comportă întotdeauna tronsoane de debit nul, care pot fi suprimate, rețeaua rectangulară devenind radială și mai economică.

Adoptarea soluției simplificate a unei singure ipoteze funcționale a condus implicit și la simplificarea artificială a metodei de calcul ai debitelor, reținând calculul unui singur caz de funcționare, „mascând realitatea fizică în ochii proiectantului” [4]. În realitate, o rețea de irigație nu trebuie să răspundă la o singură ipoteză de debit, ci la un ansamblu de ipoteze. În acest caz există toate premisele ca o rețea de tip rectangular (în ochiuri) să satisfacă ansamblul ipotezelor și care să fie mai economică decât o rețea radială ce răspunde la o singură ipoteză.

În prezent, cercetările întreprinse în acest domeniu tind să rezolve problema pe calea extinderii rețelelor de distribuție de tip rectangular într-un ansamblu de ipoteze de debit și de funcționalitate. În această idee, viitorul apropiat va reține rețelele radiate (ramificate – palmate) numai pentru cazuri izolate, prioritatea având-o rețelele rectangulare (în ochiuri și districte).

Problema tipurilor de rețea trebuie privită și sub aspectul repartiției investițiilor. Se știe că în majoritatea cazurilor rețeaua sistemului de irigații, care poate domina zeci și chiar sute de mii de hectare, va fi solicitată și capabilă să satisfacă totalitatea cerințelor de apă, după o perioadă de timp destul de lungă (5-15 ani) [3].

Avându-se în vedere și dobânzile relativ mari (pe plan mondial ating circa 10%), se impune ca proiectul de irigații să aibă distribuite investițiile – chiar cu riscul prevederii unor refaceri ulterioare – de așa natură, încât în prima fază să se limiteze capacitățile de transport la circa 50% din capacitatea totală. Trebuie să

se prevadă însă de la început soluțiile potrivit cărora capacitățile de transport vor putea fi aduse la nivelul lor definitiv. Sub acest aspect, dublările sau ochiurile de conducte pot conduce la soluții elegante și economice.

Pe lângă suplimentarea debitului, investițiile din faza a II-a vor aduce la rețeaua în ochiuri și o siguranță de exploatare în plus la lucrările, realizate în faza I.

Exemplu clasic de S.I. cu rețele de distribuție sub presiune cu rezervoare de echilibru, îl poate oferi Sistemul Rhône – Languedoc – Franța ( $S_T = 250.000$  ha;  $S_i = 170.000$  ha). Aici, perimetrul irigat este organizat în 7 districte cu suprafețe de 30.000 până la 40.000 ha. Districtele sunt divizate în sectoare de presiune cu suprafețe de 1.000 până la 6.000 ha.

Irigarea fiecărui sector este asigurată prin stații de pompare (stpp) destinate a pune sub presiune rețeaua de irigație prin aspersiune (rețele autonome de distribuție). Stația de pompare este amplasată, în general, la marginea canalului (de aducțiune, secundar sau terțiar) și foarte rar la marginea unui curs de apă. La intrarea în stpp, apa este filtrată mecanic.

Ca regulă, la fiecare treaptă de pompare a unei stații este asociat un rezervor de echilibru cu nivel liber, care asigură reglarea presiunii în rețea (fig. 2.15). Cota sa este astfel stabilită încât asigură amonte de fiecare bornă de irigație (priză) o presiune de cel puțin 4 at.

Stațiile de pompare, asigurând alimentarea rețelei de irigație cu funcționare la „cerere” și fiind în totalitate automate, nu sunt prevăzute cu personal permanent de serviciu. Semnalarea alarmelor și defecțiunilor survenite în stații este asigurată local și retransmisă la un post central de control, unde se găsește în permanență personalul de supraveghere (acest procedeu este adoptat și la S.I. Sadova – Corabia din țara noastră). Acest personal asigură prin echipele de întreținere și avarii supravegherea și întreținerea stațiilor.

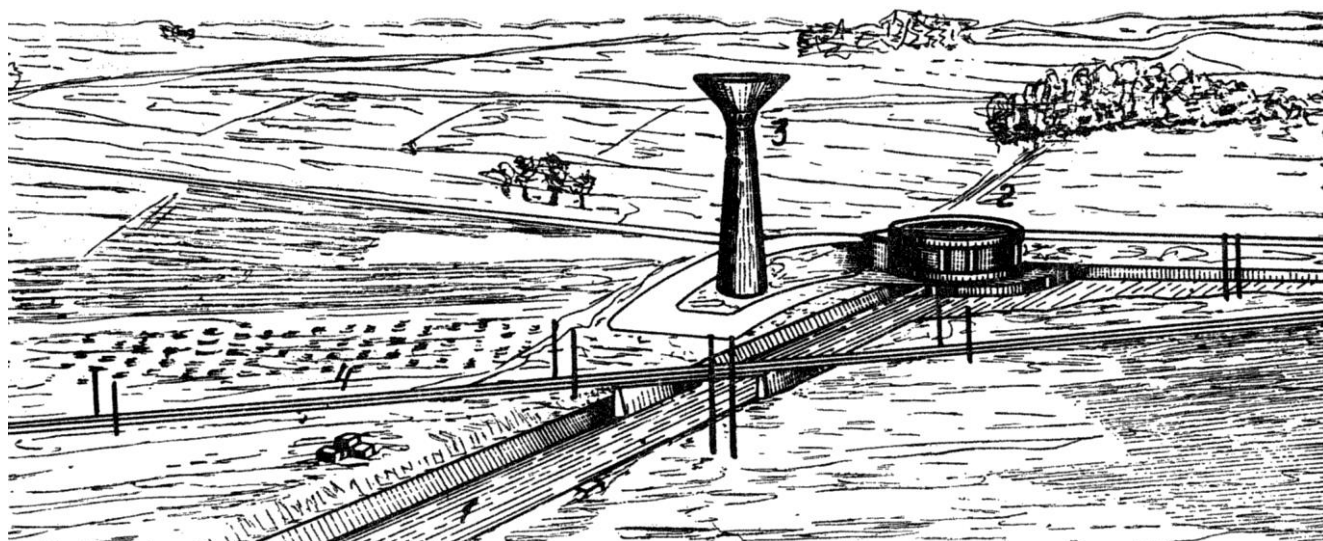
În timpul lunilor cu cerințe maxime pentru irigații (iunie – iulie – august), debitul de vârf poate fi menținut 24 ore din 24. În timpul lunilor octombrie – februarie, stația de pompare asigură menținerea presiunii în rețea și serviciile de debit necesare (apă pentru cerințele gospodărești, în principal), funcționând în medie un grup de pompare „grup de iarnă”.

Pentru un sector de irigație prin aspersiune (sector de presiune sau plot) de 1.000 ha (în districtul „Gard – Vîstrenque – Languedoc”, cu  $S_d = 34.000$  ha), elementele specifice sunt următoarele:

– debitul stpp (Gonnet) este de 800 l/s;

– rezervorul de echilibru, care are un volum de  $250 \text{ m}^3$  și cote ce asigură presiunea de serviciu în rețea de 3 at. Din acest rezervor pornesc două conducte ( $D_n = 800$  și  $D_n = 600$  mm) ce alimentează rețeaua de distribuție pe care sunt bransate bornele de irigație la care se racordează instalațiile de aspersiune;





**Fig. 2.15.** Vedere de ansamblu în sistemul de irigație Rhône – Languedoc. Canal de aducțiune SPP-R, rețea de irigație (schiță).  
1 – canal de aducțiune; 2 – SPP; 3 – rezervor (castel); 4 – șosea.

– lungimea totală a rețelei de distribuție (pentru  $S_i = 1.000$  ha) este de 37 km, respectiv 37 m pe hectarul irigat;

– repartitia conductelor pe diametre este: conducte cu  $D_n > 600$  mm... 5%; conducte cu  $D_n$  cuprins între 300 mm și 600 mm... 25% conducte cu  $D_n < 300$  mm... 70%.

## 2.5. SECURITATEA EXPLOATĂRII

Problema securității exploatării se pune în egală măsură pentru ambele rețele (R.A., R.D.), avându-se în vedere debitele mari de transport, presiunile sub care funcționează și pericolul pe care îl pot produce diversele accidente. Pentru buna funcționare a ansamblului lucrărilor și pentru securitatea acestora, se prevăd măsuri de protecție, cum ar fi cele contra loviturilor de berbec la nivelul conductelor principale stațiile de pompare, vanelor rapide, telecomenzilor.

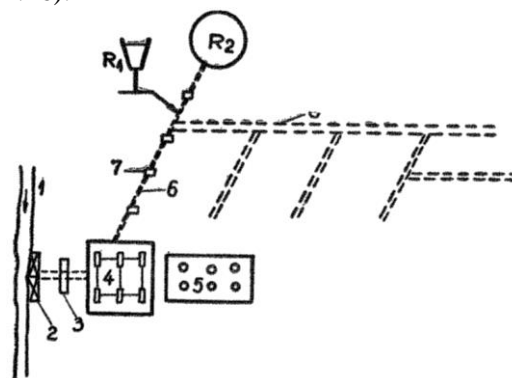
Vanele rapide, indispensabile în rețelele ce transportă debite mari cu presiuni ridicate, în aval de rezervoarele sub presiune, prezintă siguranță redusă, iar ruperea unor asemenea conducte poate provoca accidente grave. Se opinează [4] pentru aceasta să se monteze vane cu acționare mecanică telecomandate și o rețea de telesemnalizare, care să transmită alarma în caz de depășire a presiunii sau a debitului. Aceasta reprezintă o securitate reală a rețelei, orice pană de telecomandă fiind imediat sesizată, iar vanele verificate regulat.

Concepția echipamentului depinde de tipul ales de exploatare; de exemplu, stațiile de pompare, rezervoarele, lucrările mai importante etc. pot să fie supravegheate sau nu. La un sistem modern de irigații, rețeaua de teletransmisie va exista cel puțin pentru asi-

gurarea comenzilor la stațiile de pompare, la nodurile de distribuție, la lucrările de siguranță etc. [6]. Această rețea se va monta ținându-se seama și de repartizarea pe teren a personalului însărcinat cu distribuția apei și întreținerea rețelei de irigație.

Studiul pe modele și cu ajutorul ordinatorilor pentru rețelele moderne de irigații – în total sau pe obiective, ca de exemplu studiul loviturilor de berbec – constituie în prezent mijloace indispensabile proiectantului.

*Sistemul de irigații din zona Chélif – Milian Algeria* reprezintă un exemplu de sistem modern de irigații, în care s-a asigurat conlucrarea SPP – RA – RD (fig. 2.16).



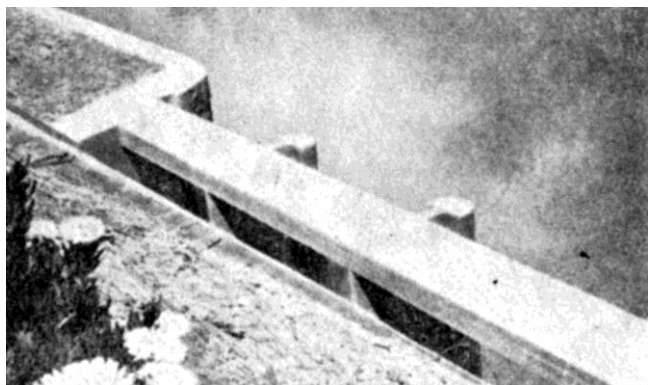
**Fig. 2.16.** Schema rețelei de distribuție (RD) Chélif:

1 – sursă de apă (râu) cu debit regularizat, printr-o acumulare;  
2 – priză de apă (laterală, în curent liber) prevăzută cu stăvilor având două porți echipate cu dispozitive de curățirea aluviunilor – elevetiguri; 3 – filtru rotativ mecanic;  
4 – stația de punere sub presiune; 5 – hidrofoarele; 6 – conducta principală de refulare ( $L = 6$  km;  $D_n = 1.200$  mm);  
7 – instalații de siguranță și control;  $R_1$ ,  $R_2$  – rezervoare;  $R_1$  – cu rol prioritar pentru menținerea presiunii înalte în rețea;  $R_2$  – pentru asigurarea debitelor și presiunii joase; 8 – rețeaua de distribuție sub presiune (înalță, medie – joasă) (R.D.).

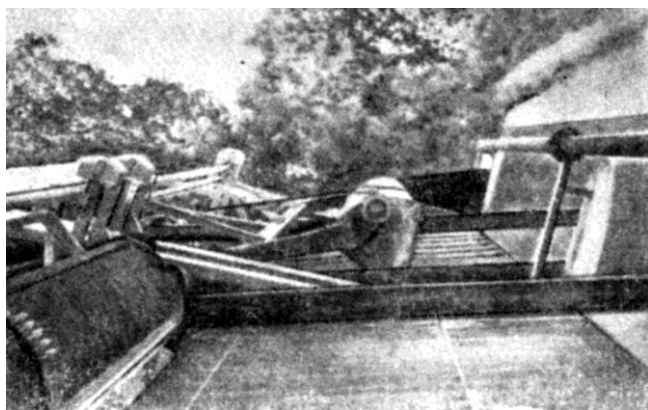


Pentru irigarea unui perimetru de 9.000 ha, cu un debit maxim de 6.500 l/s, s-a realizat sistemul de irigații Chélif cu conducte sub presiune.

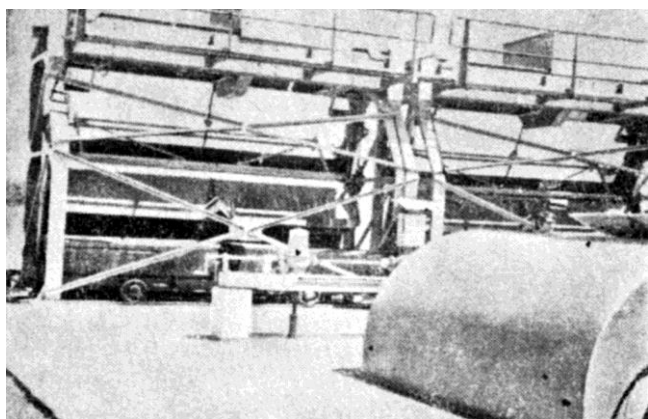
Prin intermediul unei prize laterale în curent liber, prevăzută cu un stăvilor plan cu trei deschideri (fig. 2.17) echipat cu elevatoare automate pentru decolmatare – în fața captării (fig. 2.18 și 2.19), apa este preluată de Stpp (cu 10 agregate de pompare – fig. 2.20 și 2.21), după ce a fost în prealabil epurată mecanic (v. fig. 2.19) și refulată prin conducta principală ( $L = 6\text{km}$ ,  $D_n = 1.200\text{mm}$ ) în rezervoarele de echilibru  $R_1$  și  $R_2$ .



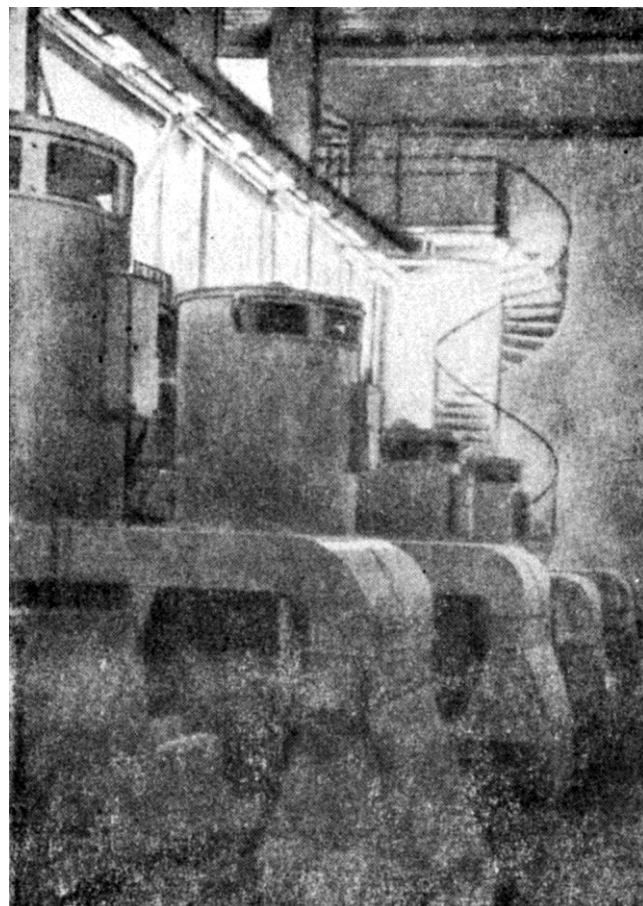
**Fig. 2.17.** Priză laterală (foto autor, 1975)



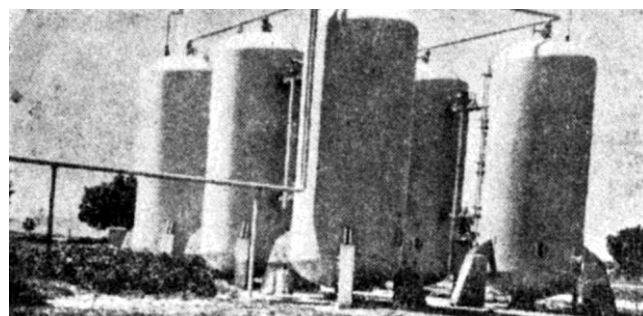
**Fig. 2.18.** Dispozitiv de curățire a grătarelor prizei (spre sursa de apă) (foto autor, 1975)



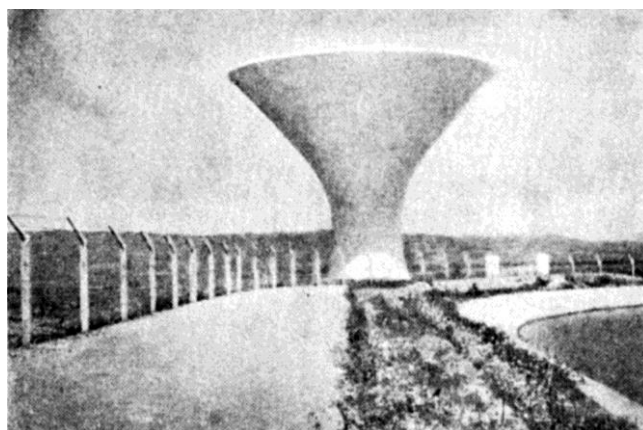
**Fig. 2.19.** Descărcarea cupelor în vagoanele Decauville. Se vede și sita rotativă (înainte de intrarea în stația de pompare, foto autor, 1975).



**Fig. 2.20.** Stația de pompare – interior (foto autor, aprilie 1975).



**Fig. 2.21.** Hidrofoarele la SPP (foto autor, 1975).



**Fig. 2.22.** Rezervorul de echilibru  $R_1$  (foto autor, 1975).

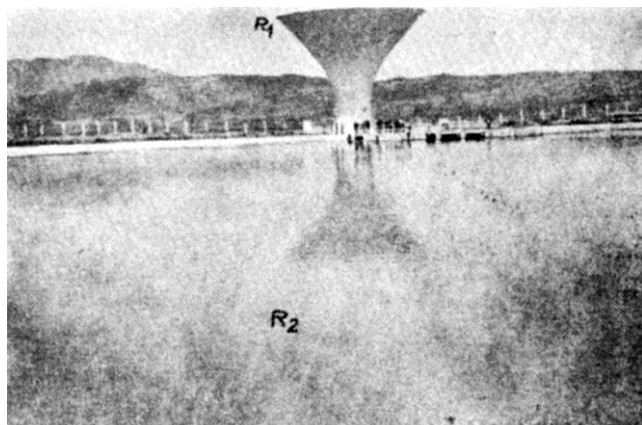


Fig. 2.23. Rezervorul  $R_2$  (foto autor, 1975).

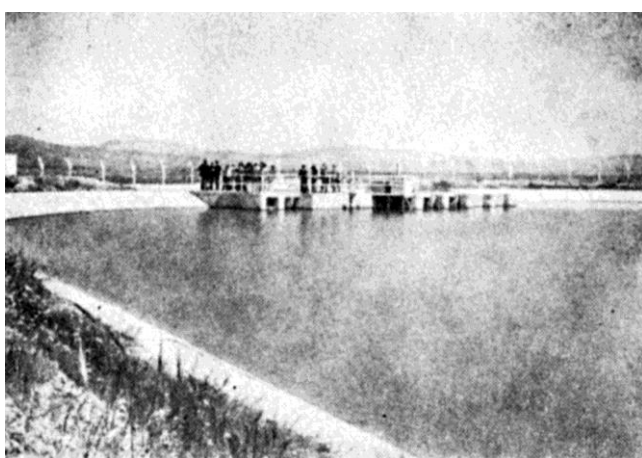


Fig. 2.24. Refularea apei în rezervorul  $R_2$  și admisia apei în rețeaua de distribuție R.D. (foto autor, 1975).

Rezervorul de echilibru  $R_1$  este de tip turn – castel (fig. 2.22); având rolul principal de menținerea presiunii în rețeaua de distribuție, a fost amplasat în punctul cel mai înalt al rețelei, la extremitatea acesteia (contra-rezervor) și are:  $V = 1.800 \text{ m}^3$ ,  $H = 35 \text{ m}$ , dominând suprafața irigabilă cu 50-60 m. Rezervorul  $R_1$  asigură pe lângă presiunea înaltă în RD (4-5 at. la bornele de irigație) și debitul deficitar pe o perioadă foarte scurtă de timp, până la demararea grupurilor de pompare, asigurând implicit automatizarea rețelei (Stpp + RD).

Rezervorul  $R_2$  de volum mare ( $V = 40.000 \text{ m}^3$ ) este amplasat, de asemenea, la capătul rețelei, fiind de tip îngropat, cu suprafață liberă, de formă circulară, având adâncimea de 10 m (fig. 2.23).

Refularea conductei de aducțiune (de la SPP) în  $R_2$ , ca și intrarea apei în rețeaua de conducte de distribuție, sunt arătate în figurile 2.24. Acest rezervor asigură constanța debitului în rețeaua de distribuție, precum și presiunea (joasă) în cazul irigației prin scurgere la suprafață. Accesul în rezervor  $R_2$ , pentru întreținere, este asigurat prin rampe late de 3 m (fig. 26, a), asemănător cu accesul în canalul de aducțiune Provence – Franța (fig. 2.26, b).

Rețeaua de irigație (fig. 2.27) este formată din conducte sub presiune îngropate și de suprafață (fig. 2.28), confecționate din beton armat ( $D_n = 600-400 \text{ mm}$ ), eternit ( $D_n = 300 \text{ mm}$ ) și din PVC – antenele ( $D_n = 200-100 \text{ mm}$ ). Antenele sunt de două tipuri: îngropate și amplasate la suprafața terenului (fig. 2.29). Tehnica de irigație fiind bivalentă (aspersiune și scurgere la suprafață), intrarea apei în antenă este asigurată în două feluri:

- în cazul irigației prin scurgere la suprafață (brazde), se folosește direct presiunea din rețeaua de distribuție, cuplarea făcându-se prin intermediul vanei hidrant, amplasată pe conducta principală de distribuție (v. fig. 2.28). Vana hidrant este protejată printr-un cămin de vizită (fig. 2.30);

- în cazul irigației prin aspersiune (aspersoare cu  $R = 10 \text{ m}$ , fig. 2.31, a,b și pluviometrie fină:  $i_p = 5 \text{ mm/h}$ , în condiții de sol greu și culturi de sfeclă, fig. 2.32) se folosesc două procedee pentru asigurarea presiunii în rețea: 1), în S.I. Chécliff presiunea de la rezervorul  $R_1$ ; 2) în alte sisteme se suplimentează presiunea în antene prin agregate de pompare (termice) (fig. 2.33).

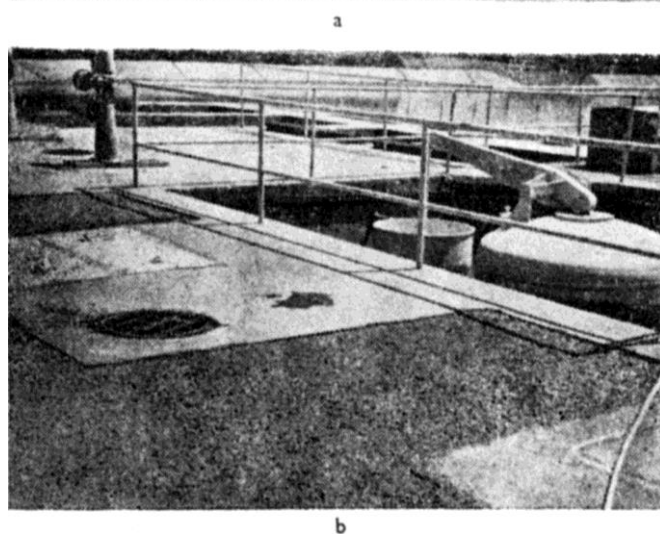
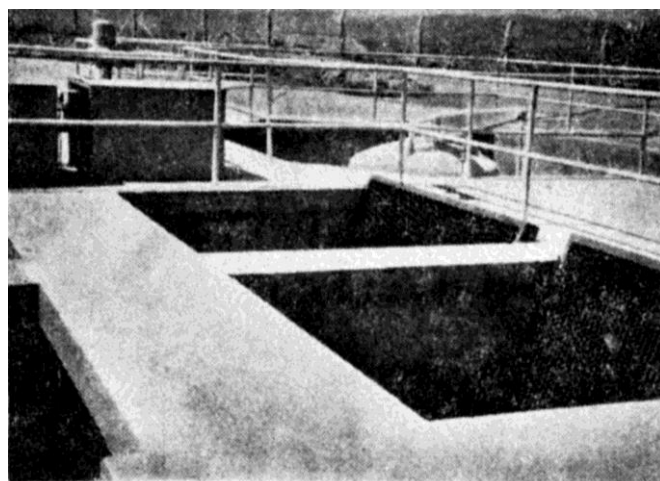
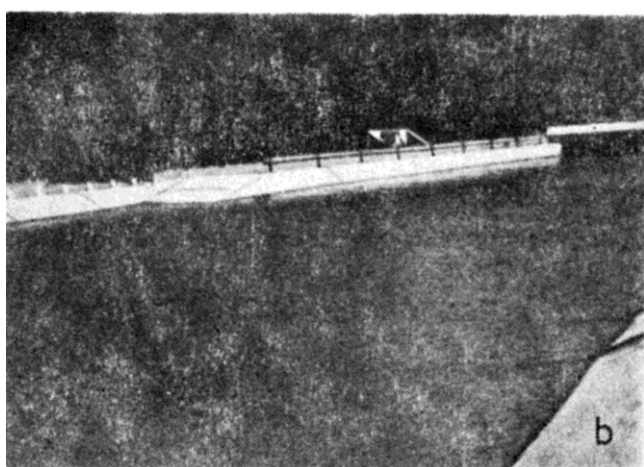
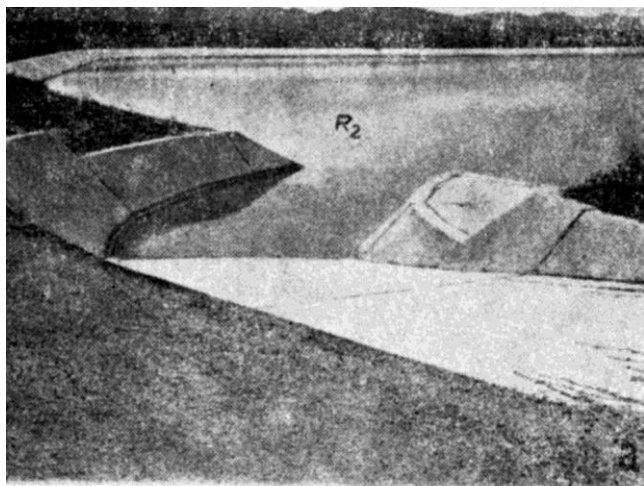
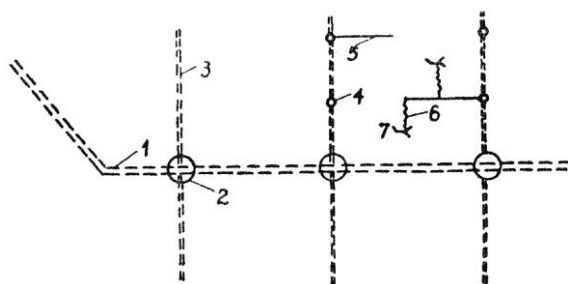


Fig. 2.25. Admisia apei în și din rezervorul  $R_2$  (a), detaliu, vane amonte (b) (foto autor, 1975).



**Fig. 2.26.** Accesul în R<sub>2</sub>. Rampă (a) rampa de acces pe canalul magistral – Cuneta Boutre (b) (foto autor).



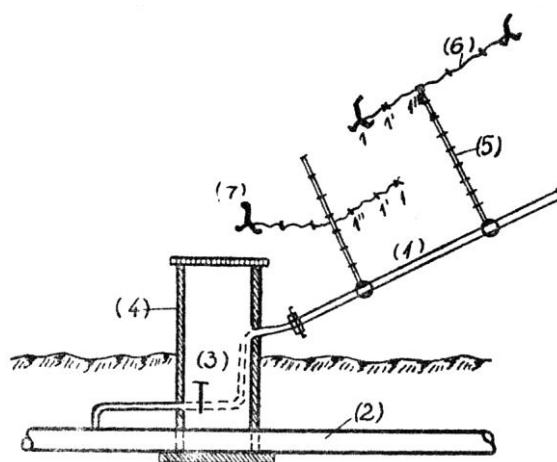
**Fig. 2.27.** Schema rețelei de irigare: 1 – conductă principală de distribuție ( $D_n = 600-400-300$  mm, din beton armat, eternit); 2 – noduri de distribuție echipate cu vane (v. detaliu în fig. 2.30); 3 – antena (îngropată sau la suprafață cu  $D_n = 200-100$  mm, din PVC); 4 – hidranți – teuri; 5 – aripa de aspersiune ( $L = 200$  m,  $D_n = 75$  mm, din aluminiu) – sau conductă de udare prin scurgere la suprafață, în cazul irigației bivalente; 6 – furtun flexibil tip irifrance ( $L = 30$  m,  $D_n = 20$  mm), care asigură staționarea aspersorului în trei poziții – sau elementele de udare, în cazul scurgerii la suprafață (brazde); 7 – aspersor pe sanie (cu  $R = 10$  m și  $i_p = 5$  mm/h).



**Fig. 2.28.** Conducta principală sub presiune (îngropată și la suprafață) echipată cu cămine de protecție a vanelor-hidrant (foto autor, 1975).



**Fig. 2.29.** Antenă din PVC amplasată la suprafața terenului. Se vede teul hidrant de admisie a apei în cele două aripi de aspersiune (foto autor, 1975).



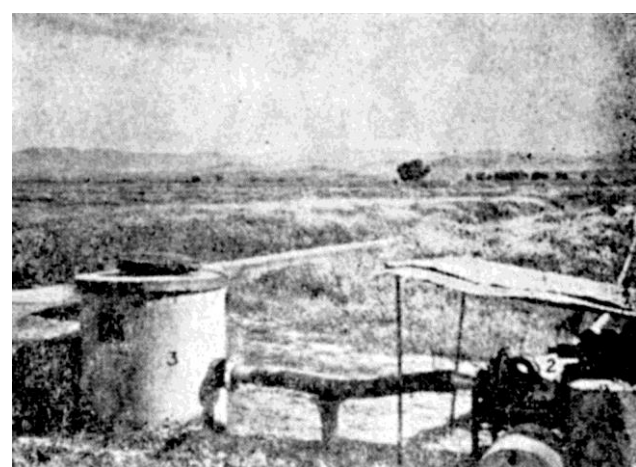
**Fig. 2.30.** Schema de cuplare a antenei la conducta principală de distribuție: 1 – antena; 2 – conducta principală de distribuție; 3 – vană hidrant; 4 – căminul de protecție; 5 – aripa de aspersiune; 6 – furtunul de alimentare a aspersorului în trei poziții (1, 1', 1''); 7 – aspersorul.



**Fig. 2.31.** Aspersor alimentat cu apă din aripa de aspersiune prin intermediul furtunului flexibil (a) și cuplarea furtunului flexibil la aripa de aspersiune (b) (foto autor).



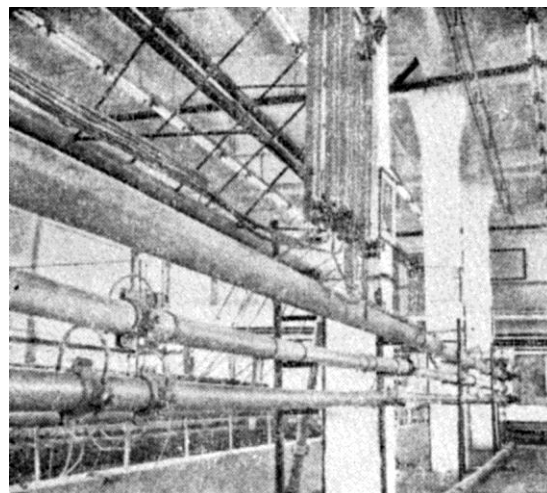
**Fig. 2.32.** Câmp de sfeclă irigat prin aspersiune.



**Fig. 2.33.** Asigurarea presiunii în antenă (1) prin agregatul mobil (2), care asigură apa în conducta principală de distribuție (vana hidrant este protejată prin căminul 3).



Standul experimental al  
Laboratorului de Irigație și  
Drenaje Iași pentru studiul  
capacității de transport al  
conductelor de aspersiune.



### Capitolul 3

# DEBITUL DE CALCUL PENTRU PROIECTAREA SISTEMELOR DE IRIGAȚII ȘI SURSE DE APĂ OPTIM ECONOMICE

## 3.1. PREZENTAREA PROBLEMEI. GENERALITĂȚI

Sistemul de irigații (S.I.) modern este un ansamblu de construcții și instalații cu specific tehnico-economic, care are rolul de a corela, din punct de vedere al apei, condițiile naturale cu necesitățile de exploatare ale teritoriului aflat sub influența S.I. Corelarea este îndeplinită când se realizează:

1. Satisfacerea cu apă a tuturor sectoarelor aferente S.I. în cantitatea, de calitate și la termenele necesare, pe cât posibil la „cerere”.

2. Funcționarea continuă a aducțiunilor zonale (C.M., C.D.D.G. și chiar C.P.I.) în toate anotimpurile, în limite eficiente.

3. Dreptul la apă pentru fiecare beneficiar, proporțional cu suprafața ce o are în exploatare, cu sarcinile ce le suportă, sau după alte criterii fixate la intrarea în funcțiune a folosinței de apă, eventual modificate ulterior, cu acordul administrației S.I.

4. În caz de deficit de apă în sursă (S) și în S.I. se impune o distribuție cu aceleași restricții pentru toți beneficiarii sau diferențiat, după folosințe și planul de organizare stabilit anterior. Echipamentul de reglări și distribuție al S.I. trebuie prevăzut de așa natură, încât beneficiarii din amonte, situați în apropierea prizei (S), să nu dispună nelimitat de apă, în defavoarea celor din aval.

5. Asigurarea luptei contra prelevării din rețea a unui volum de apă superior celui necesar udărilor (folosințelor), în tendința ce o pot avea unii beneficiari de a abuza de udări, gândind că vor avea recolte mai mari.

6. Maximum de venit (recoltă) pe unitatea de apă distribuită, îndeosebi când sursa de apă este redusă sau excesiv de scumpă (acumulări, aducțiuni prin pompare etc.)

7. Maximum de venit (recoltă) pe unitatea de suprafață irigată, îndeosebi când terenul agricol este redus sau foarte scump (în apropierea centrelor intens populate, industriale, în zone cu folosințe etc.).

8. Satisfacerea și a altor cerințe locale, ca: spălarea și drenarea sărăturilor, asigurarea infiltrației reduse pe solurile grele, controlul apelor freatice, distribuția îngrășămintelor, lupta antigel etc.

9. Condițiile de valorificare maximă a produselor obținute pe teritoriul irigat și urmărirea creșterii producțiilor în raport cu cerințele locale, ale pieței interne și externe (produse brute și prelucrate).

10. Asigurarea creșterii potențialului economic al teritoriului aflat în perimetrul S.I.

Din enumerarea caracteristicilor de mai sus rezultă complexitatea funcțional-constructivă a S.I., necesitatea dimensionării fiecărui element al rețelei S.I., astfel ca să poată asigura debitul de apă necesar; rezultă, de asemenea, că operația proiectării nu se reduce la o simplă dimensionare hidraulică a rețelei.

Cunoștințele proiectantului unui S.I. trebuie să

fie ample și din multiple domenii, obligând pe cei în cauză să-și asigure o multilaterală colaborare. Un S.I. cu o asemenea colaborare poate asigura „corelarea condițiilor naturale, cu necesitățile de exploatare complexă a teritoriului aflat sub influența S.I.”.

Soluția generală a S.I. trebuind să fie unitară, responsabilul proiectului (ing. hidroameliorator) trebuie ca, în afara pregătirii tehnice de profil, să aibă și o bună orientare conexă sectoarelor de colaborare, indispensabilă realizării unei judicioase cooperări.

Aprofundarea până la nivel de rezolvare a indicațiilor date în cap. 5 (automatizarea S.I.) atestă necesitatea acestei strânse colaborări.

Hotărâtoare în realizarea obiectivelor enunțate (1...10) este condiția de a se asigura apa necesară, când este nevoie, în punctele (nodurile) de distribuție, la beneficiari și folosințe.

Acestea implică realizarea a două aspecte centrale: în primul rând, alegerea-adoperea unor debite de apă corespunzătoare fiecărui element al S.I. În al doilea rând, alegerea-adoperea unui anumit regim de funcționare (distribuții, comenzi și reglări) pe întreaga rețea a S.I. și pe fiecare element în parte, încât să se poată asigura la „termen” apa necesară.

Aspectul al doilea formând obiectul capitolului 5, nu se mai reia aici; primul aspect formează obiectul acestui capitol, „debitul de calcul” (dimensionare) al rețelei S.I. Complexitatea primului aspect a condus, în timp, la elaborarea diverselor soluții de proiectare a acestui debit, reținut în final ca un debit specific – raportat la unitatea de suprafață (l/s/ha), în: soluția debitului caracteristic ( $q_c$ ) și în soluția debitului hidro-modul ( $\lambda$ ).

Ambele soluții au la bază analiza bilanțului de apă lunar, în cazul  $q_c$ , și periodic, condiționat de intervalul umidității active, în cazul  $\lambda$ .

Ambele soluții sunt necesare în proiectarea unui sistem de irigații:  $q_c$  dimensionând în special elementele de distribuție-udare, care asigură apa la consumator (hectarul fiind ocupat de cultura cu consum zilnic prin  $e + t^1$  maxim), iar  $\lambda$  dimensionând în special elementele de captare și aducțiune – distribuție (hectarul fiind considerat că este ocupat teoretic – procentual și calitativ):

– cu toate culturile planului de cultură, pentru S.I. ce servesc suprafețe vaste. Pentru studiile inițiale, când nu se cunoaște încă structura planului de cultură, se poate adopta un plan mediu [4]: 50% porumb, 20% cereale, 20% lucerna, 10% plante tehnice;

– cu toate culturile din asolament, pentru S.I. ce servește un asolament.

În ambele soluții ( $q_c$  și  $\lambda$ ) se pornește de la ideea că solul este un rezervor natural de apă, care poate să o

pună la dispoziția plantelor, în anumite limite sau plafoane: plafonul superior-optim, care se consideră la nivelul capacității de câmp  $C$  și plafonul inferior-minim  $p_m$ , situat pe intervalul umidității active ( $C - C_0$ ), deasupra coeficientului de ofilire  $C_0$ .

Mărimea  $p_m$  și modul de exprimare se pot vedea în tabelul 3.1 [4].

**Tabelul 3.1.** Plafonul minim ( $p_m$ ) al unor grupe de soluri caracteristice pentru România [4]

Solul	Grupa texturală	$p_m$ – exprimat ca (în):		
		fracție din intervalul umidității active	procente din capacitatea de câmp (%)	procente de umiditate raportate la 100 g sol uscat (%)
Cernoziom format pe nisip de dune	ușor	$C_o + \frac{1}{3}(C - C_o)$	50	10
Cernoziom castaniu format pe loess	mediu	$C_o + \frac{1}{2}(C - C_o)$	72	18
Sol brun roșcat de pădure, pe loess	greu	$C_o + \frac{2}{3}(C - C_o)$	86	20,5

## 3.2. DEBITUL SPECIFIC

### 3.2.1. ÎN SOLUȚIA DEBITULUI CARACTERISTIC $q_c$

Literatura tehnică franceză [2], ca și majoritatea institutelor de proiectări de profil din diferite țări, au adoptat soluția „debitului caracteristic” (sau „debitul fictiv continuu”). Chiar dacă acesta a căpătat denumiri diferite, semnificația și conținutul sunt cele prezentate în continuare. Schema de prezentare și exemplificările date de către M. Poirée și Ch. Ollier [2] fiind foarte clare și concludente pentru scopul urmărit în această lucrare, vor fi folosite în mare măsură pentru prezentarea acestei soluții.

Debitul  $q_c$  rezultă din repartitia (teoretică) a dozei (normei) lunare de udare, pe întreaga perioadă de timp (luna respectivă:  $t = 30 \text{ zile} \times 24 \text{ h} \times 3.600 \text{ s}$ ).

În calcul se pornește de la cerințele de apă<sup>2</sup> zilnice, decadale sau lunare ale fiecărei culturi și perioade (tab. 3.2) (fig. 3.1) [2]. (Se adoptă ca durată de calcul luna pentru motivul că datele oferite de stațiile hidro-meteorologice, ca și alte statistici, se referă în general la acest interval de timp).

<sup>1</sup> Evapotranspirație.

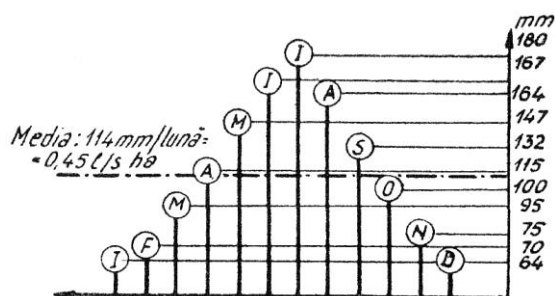
<sup>2</sup> Se vor analiza în subcapitolul 3.3.

Datele din tabelul 3.2., valabile pentru sudul Franței, se pot folosi numai orientativ pentru alte zone. În continuare, le vom folosi pentru exemplificare.

Din fig. 3.1 rezultă că valorile maxime ale cerințelor de apă corespund lunilor de vară cu temperaturi și deficite maxime, deci lunilor celor mai secetoase. Aceste valori maxime prezintă, de altfel, interesul pentru tehnica proiectării elementelor sistemelor de irigații, care trebuie dimensionate în raport cu debitele cerințelor perioadei de vârf adoptată.

**Tabelul 3.2.** Cerințe zilnice de apă (mm).  
Zone temperate [2]

Lunile	IV	V	VI	VII	VIII	IX
Culturile						
Grâu	0,5	1,5	4	3	-	-
Orz	-	2	5	4	-	-
Porumb	-	3	4	5	-	-
Vie	-	-	1	2	2	-
Lucernă	4	5	6	7	7	4
Pășuni	3,5	4	6	7	6	4
Cartofi	-	0,5	1	4	2	0,5



**Fig. 3.1.** Exemplu de variație lunară a cerințelor de apă pentru lucernă [2].

Cu privire la variațiile cerințelor de apă din tab. 3.2, este de menționat [2] că de la o zonă la alta, în diferite țări, valorile maxime nu vor fi prea depărtate de acestea (tab. 3.3); ceea ce va diferi de la o zonă la alta va fi mai mult durata perioadei secetoase, deci cantitatea totală de apă necesară, și nu consumul zilnic (tab. 3.3) [4].

Literatura franceză [2] reține noțiunea de *debit caracteristic*, cu semnificația rezultată din analiza următoare:

– se reface tabelul 3.2 cu consumurile zilnice transformate în  $m^3/zi/ha$  (deci se am-

plifică datele tab. 3.3 cu 10; de exemplu, grâul reclamă pentru consumul maxim din luna iunie  $4 mm/zi$ , respectiv  $40 m^3/zi$  la  $ha$  – doza sau norma zilnică);

– dacă se consideră că doza (norma) zilnică se repartizează continuu în timpul celor 24 ore ale zilei, se obține debitul continuu fictiv; cu aceste debite se întocmește tabelul debitelor fictive continue, corespunzătoare fiecărei luni;

– debitul fictiv continuu al lunii celei mai secetoase, deci debitul maxim fictiv, poartă denumirea de debit caracteristic  $q_c$  (numit impropriu și coeficient caracteristic de udare).

La grâu de exemplu, pentru care cerința (doza) zilnică maximă este în luna iunie  $4 mm/zi = 40 m^3/zi/ha$ , debitul caracteristic  $q_c = \frac{40.000}{86.400} = 0,46 l/s/ha$ .

Acest debit poate fi mărit sau redus, în funcție de condițiile climatice ale lunii respective: dacă pierderile de apă prin evaporație și infiltrație sunt importante (de exemplu 50%) și perioada este lipsită de ploi, atunci debitul  $q$  va crește la aproximativ  $0,68 l/s/ha$ ; dacă, din contră, vor cădea precipitații importante, de exemplu,  $50 mm$  pe lună (respectiv un debit continuu de  $\frac{0,05 \cdot 10.000}{86.400 \cdot 30} = 0,19 l/s/ha$ ), atunci debitul caracteristic va fi redus la circa  $0,50 l/s/ha$  (față de precedentul).

### 3.2.2. ÎN SOLUȚIA HIDROMODULULUI $\lambda$

Aceasta conduce spre următoarea definiție a hidromodulului: debitul de apă necesar irigației suprafeței

**Tabelul 3.3.** Media consumului total zilnic ( $e + t$ ) pe luni și a consumului total pe perioada de vegetație  $[\Sigma(e + t)]$  pentru câteva culturi agricole, în Câmpia Română

Zona și cultura	Media consumului zilnic ( $e + t$ ) pe luni (mm)											
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
Stepă uscată												
Grâu de toamnă	0,8	0,6	0,8	1,4	4,6	4,5	-	-	1,4	1,1	0,9	1,0
Porumb	-	-	-	-	1,4	3,0	5,5	5,3	2,6	-	-	-
Stepă moderată												
Grâu de toamnă	0,7	1,0	1,3	2,6	3,8	3,7	3,7	-	3,2	1,8	0,6	0,5
Porumb	-	-	-	1,0	1,7	3,7	6,3	5,5	2,8	-	-	-
Lucerna an I	-	-	1,0	1,4	2,2	4,7	5,3	5,4	3,6	1,4	-	-
Lucerna an II	-	-	-	1,8	4,9	5,8	6,8	5,2	2,9	-	-	-
Silvostepă												
Porumb	-	-	-	-	1,7	3,8	5,8	4,6	2,5	-	-	-
Lucerna an I	-	-	-	1,7	2,9	4,9	5,1	4,9	3,6	2,2	-	-
Lucerna an II	-	-	-	2,0	3,2	5,1	6,1	4,9	3,1	-	-	-
Tranziția la zona forestieră												
Grâu de toamnă	0,9	1,0	1,7	2,7	3,1	4,0	-	-	-	1,0	1,2	0,6
Porumb	-	-	-	-	2,6	4,2	5,5	4,4	2,0	1,3	-	-
Lucerna an I	-	-	-	1,5	2,8	5,3	5,2	5,3	2,9	1,8	-	-
Lucerna an II	-	-	-	2,6	3,2	4,7	5,1	4,8	3,8	2,5	-	-

de 1 ha (în întreaga perioadă de vegetație), considerat teoretic a fi ocupat cantitativ (procentual) și calitativ cu toate culturile asolamentului respectiv, în scopul acoperirii deficitului de umiditate din sol.

Rezultă că hidromodulul<sup>1</sup> include în componența sa întregul regim de irigație ce se desfășoară în cadrul asolamentului.

Această noțiune, referindu-se deci la consumul real – efectiv de apă cerut de către plante, este firesc că el nu poate căpăta semnificația de brut și net, pentru că dacă se analizează procesul de desfășurare a regimului de irigații se constată că fazele prin care se ajunge la hidromodul nu includ pierderile de apă, așa cum se întâmplă când se transportă apa de la sursă până la terenul de irigat.

În continuare se schițează un exemplu de determinare a hidromodulului [1]. Se consideră asolamentul format din culturile date în tabelul 3.4.

**Tabelul 3.4.** Asolament în zona de silvostepă (județul Iași)

Cultura	Perioada de vegetație
1. Porumb	1 V – 30 IX
2. Grâu	1 IV – 30 VI
3. Porumb	1 V – 30 IX
4. Sfeclă	1 IV – 30 IX
5. Porumb	1 V – 30 IX
6. Lucernă (solă săritoare)	1 IV – 30 IX

*Mărimea normelor de udare*, în raport cu adâncimea stratului activ ( $H$ ) și domeniul umidității optime ( $C - P_{min}$ ), se stabilește cu relația cunoscută:

$$m = 100H(C - P_{min}) \text{ m}^3/\text{ha} \quad (1)$$

*Intervalul de timp dintre udări* ( $T$ ) reprezintă durata de timp în care se consumă rezerva de apă din sol deasupra plafonului minim. Pentru determinarea consumului de apă prin evapotranspirație, necesar stabilirii intervalului dintre udări, se pot folosi multe metode de calcul (Thorntwaite, Blaney – Criddle, Turc, Alpatiev etc.), rezultatele corectându-se în raport cu cele din câmpurile experimentale. Intervalul de timp dintre udări va fi egal cu raportul dintre rezerva de apă din sol realizată din precipitații  $P_0$  și aplicarea normei de udare ( $m_1$ ) și evapotranspirația ( $e + t$ ) din perioada de consum (dintre două udări):

$$T = \frac{m_1 + P_0}{(e + t)} \text{ (zile)} \quad (2)$$

<sup>1</sup> Detalii asupra tipului de bilanț (cu sau fără aport freatic etc.), asupra elementelor regimului de irigație, ca și asupra actualei tehnologii de proiectare a debitului de calcul, nu se mai dau în prezenta lucrare. Acestea pot fi urmărite în lucrările: *Irigații și desecări*, Valeriu Blidaru, 1969 (cap. 7); *Amenajări de irigații*, E. Cazacu, M. Dorobanțu, I. Georgescu, E. Sârbu, 1972 (cap. 3); Instrucțiunile I.S.P.I.F. ș.a.

Pentru proiectare, de un real folos poate să fie și aplicarea relației lui V. A. Saumean:

$$T = \frac{1,6(m + P_0)}{K_0 \cdot t \cdot a \cdot g(0,3v + 1)} \text{ (zile)} \quad (3)$$

în care:

$v$  este viteza medie a vântului (lunară, pe decade), în m/s;

$K_0$  – coeficient în funcție de producție (1,5 – 3);

$T$  – temperatura medie (lunară, pe decade), în grade C;

$a$  – coeficientul de umiditate atmosferică:

$$a = \sqrt{1 - \frac{U_r}{100}}$$

$U_r$  – umiditatea relativă a aerului (lunară, pe decade) în %;

$g$  – coeficient care ia în considerație influența apelor freatice.

Această relație reclamă unele adaptări, în funcție de condițiile zonelor irigabile din țara noastră.

*Durata de aplicare a udării* este un alt factor determinant pentru stabilirea hidromodulului. Ea este în funcție de o serie de elemente tehnico-organizatorice ale unității agricole irigate și, după cum se știe, este de ordinul a câteva zile.

*Modulul de udare* (debitul de apă necesar udării suprafeței de 1 ha, ocupată cu o cultură, la aplicarea unei udări) se află cu relația:

$$q_m = \frac{m\omega}{86,4t} \text{ (l/s ha)} \quad (4)$$

în care:

$m$  este norma de udare;

$\omega$  – unitatea de suprafață ce se udă (1 ha);

$t$  – durata aplicării udării ( $m$ ) pe suprafața ocupată de cultura respectivă, în zile a 24 ore.

Cunoscând modulul de udare, se poate stabili debitul de apă necesar pentru udarea procentului  $\alpha$  de suprafață ocupată de aceeași cultură în cadrul asolamentului, respectiv al unui hectar teoretic prevăzut cu toate plantele din asolament (în aceeași proporție ca în asolament), prin relația:

$$\psi = q_m \alpha \omega, \text{ (l/s } \alpha \omega \text{ ha)} \quad (5)$$

în care:  $\omega = 1 \text{ ha}$ .

Elementele care conduc la stabilirea hidromodulului sunt indicate în tabelul 3.5.

Cu datele din acest tabel se întocmește un grafic, în care pe ordonată se trec modulele parțiale, iar pe abscisă culturile asolamentului și distribuția udărilor în timpul perioadei de vegetație, obținându-se graficul ce poartă numele de *hidromodul* (fig. 3.2), notat cu  $\lambda$ , precum și graficul consumului total de apă, în cazul că se referă la întreaga suprafață a asolamentului.

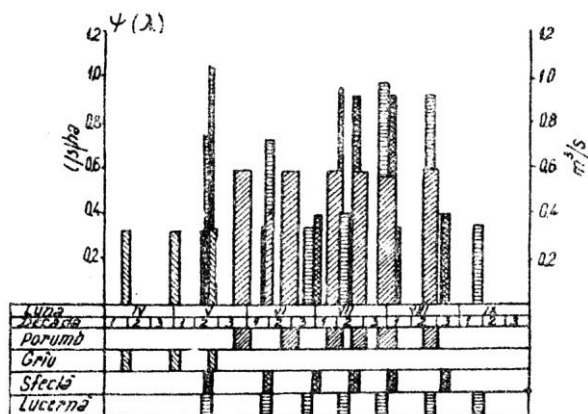
Din cauza formei neregulate, el nu poate asigura o folosire judicioasă și economică a debitului sursei, precum, și o justă repartizare a forțelor de muncă în



perioada de udare și trebuie coordonat, prin micșorarea vârfurilor graficului (fig. 3.3). Metodele de coordonare se dau în continuare (fig. 3.4).

**Tabelul 3.5.** Elementele necesare stabilirii hidromodulului pentru asolamentul din tabelul 3.4

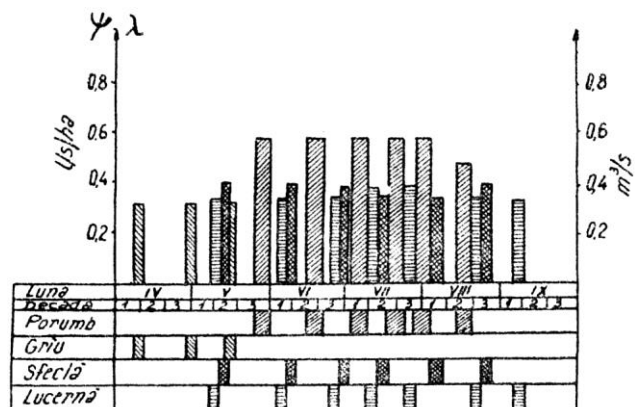
Cultura	Procentajul pe care îl deține în asolament (%)	Norma de udare pe adâncimea max. (H) a stratului de sol activ ( $m^3/ha$ )	Data începerii udării	Durata dintre udări (T) (zile)	Durata udării (t) (zile)	Modulul de udare $q_m$ ( $l/s\ ha$ )	Modulul parțial de udare $\psi$ ( $l/s \cdot \alpha \cdot \omega \cdot ha$ )
Porumb	50	600	26.V	20	6	1,16	0,58
		600	15.VI	6	6	1,16	0,58
		600	5.VII	20	6	1,16	0,58
		600	16.VII	11	6	1,16	0,58
		600	28.VII	12	6	1,16	0,58
		500	15.VIII	17	6	0,965	0,48
Grâu	16,7	500	8.IV	20	3	1,93	0,322
		500	29.IV	15	3	1,93	0,322
		500	15.V	3	3	1,93	0,322
Sfeclă	16,7	600	13.V	25	3	2,32	0,387
		600	8.VI	20	3	2,32	0,387
		600	29.VI	15	3	2,32	0,387
		700	14.VII	16	4	2,02	0,337
		700	1.VIII	22	4	2,02	0,337
		600	23.VIII	3	3	2,32	0,387
Lucernă	16,6	700	12.V	25	4	2,02	0,335
		700	7.VI	18	4	2,02	0,335
		700	25.VI	16	4	2,02	0,335
		800	10.VII	15	4	2,31	0,383
		800	27.VII	20	4	2,31	0,383
		700	16.VIII	22	4	2,02	0,335
		700	6.IX	4	4	2,02	0,335



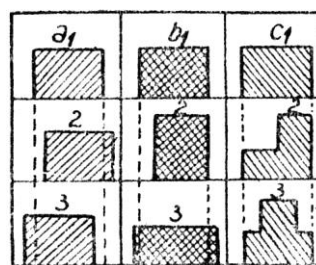
**Fig. 3.2.** Graficul hidromodul necoordonat.

Elementele hidromodulului coordonat sunt arătate în tabelul 3.6.

Prin coordonarea graficului hidromodulului (v. fig. 3.3) s-a ajuns la valoarea de aproximativ 0,6 l/s/ha.



**Fig. 3.3.** Graficul hidromodul coordonat.



**Fig. 3.4.** Metode de coordonare a hidromodulului.

### 3.2.3. CONCLUZII, EXEMPLE

Prezentarea tehnicii determinării  $q_c$  sau  $\lambda$  reliefează artificiiile asemănătoare făcute în legătură cu durata fictivă a udării, precum și valorile asemănătoare obținute, prin exemplele luate.

În tehnica actuală, valorile acestor debite nu depășesc 0,6-0,8 l/s/ha, decât în cazuri rare.

Pentru orientare se dau câteva exemple de debite caracteristice pentru diferite țări de pe glob și pentru diferite culturi și acțiuni [2, 3], care vor putea servi ca repere pentru proiectanți.

În Franța, cu ape relativ abundente: debitul caracteristic de 0,75 l/s/ha este convenabil și acoperitor pentru majoritatea plantelor cultivate; în cazul reducerii la minim a pierderilor de apă (cazul aspersiunii), debitul caracteristic poate fi redus la 0,5 l/s/ha.

Pentru pășuni și fânețe (naturale și artificiale) debitul caracteristic ajunge la 1 l/s/ha, iar pentru culturi de zarzavat, care se udă mai mult, poate depăși 1,21 l/s/ha. Pentru flori și trufandale, în zona mediteraneană a Franței (Nice), debitul caracteristic adoptat este de 0,2 l/s/ha, datorită celor două cauze: 1. gospodărirea extrem de raționalizată a apei (transportul și distribuția făcându-se numai prin conducte, iar udările prin aspersiune) și 2. prezența unor ploii abundente chiar la începutul primăverii.

**Tabelul 3.6.** Elementele necesare coordonării hidromodulului

Cultura	Norma de udare	Începutul udării		Durata udării	
		în graficul necoordonat	în graficul coordonat	în graficul necoordonat	în graficul coordonat
Porumb	600	26.V	26.V	6	6
	600	15.VI	15.VI	6	6
	600	5.VII	5.VII	6	6
	600	16.VII	18.VII	6	6
	600	28.VII	29.VII	6	6
	500	15.VIII	14.VIII	6	6
Grâu	500	8.IV	8.IV	3	3
	500	29.IV	29.IV	3	3
	500	15.V	15.V	3	3
Sfeclă	600	13.V	12.V	3	3
	600	8.VI	8.VI	3	3
	600	29.VI	29.VI	3	3
	700	14.VII	14.VII	4	4
	700	1.VIII	5.VIII	4	4
	600	23.VIII	24.VIII	3	3
Lucernă	700	12.V	8.V	4	4
	700	7.VI	4.VI	4	4
	700	25.VI	25.VI	4	4
	800	10.VII	10.VII	4	4
	800	27.VII	25.VII	4	4
	700	16.VIII	20.VIII	4	4
	700	6.IX	6.IX	4	4

Pentru teritoriul alimentat cu apele râului Durance (afluent al Rhônului), ape cu un anumit grad de fertilizare (aluviuni), debitul caracteristic variază între 1 și 1,25 l/s/ha, pentru majoritatea culturilor; acest debit se referă și la alte folosințe,

În *Italia* de nord, cu ape abundente pentru majoritatea culturilor, debitul caracteristic variază funcție de textura solului, de la 0,3 la 0,7 l/s/ha, pentru pășuni și fânețe între 0,9 și 2 l/s/ha, iar pentru orez crește între 2 și 4,7 l/s/ha.

În *S.U.A.*, debitele caracteristice adoptate sunt asemănătoare celor din Franța (0,6-0,8 l/s/ha).

În *România*, pentru sistemul de irigații Giurgiu-Râzmiș, cu  $S_i = 155.000$  ha, s-a adoptat „hidromodulul brut” (un debit asemănător ca structură, după proiectant [3]) de 0,72 l/s/ha, pentru un randament de 0,75 și pentru regimul de funcționare de 24 ore/zi, timp de 30 zile pe lună. Cu acest debit (0,72 l/s/ha) s-au dimensionat lucrările hidrotehnice, de captare și de aducțiune.

Pentru sistemul de irigații Jegălia, cu  $S_i = 8.000$  ha, s-a adoptat „hidromodulul de udare” pentru luna de vârf (iulie): 0,597 l/s/ha („hidromodulul de udare maxim”  $q_u$  max.) pentru porumb și lucerna veche și 0,549 l/s/ha („hidromodulul de udare ponderat”  $q_u$  pond.)

pentru întregul plan de cultură porumb boabe 32%; idem (cultură dublă) 16% – grâu de toamnă, rapiță; soia 16%; porumb siloz 16%, lucerna veche 20%) [4].

*Culturi și udări speciale.* Pentru orez, începând din Egipt, cu secetă continuă și soluri foarte argiloase și ajungând în India și Java, unde precipitațiile sunt foarte abundente, debitul caracteristic este de 1,2-2 l/s/ha;

În zonele unde, dimensionarea rețelei se face pentru debitele maxime de inundare, acestea pot ajunge la 4-6 l/s/ha.

Pentru udările speciale de iarnă, în viile din sudul Franței și Algeria, ca și pentru udările date pe solurile foarte uscate, în vederea scoaterii rădăcinoaselor și tuberculilor din pământ, debitul caracteristic poate ajunge până la 10 l/s/ha, deși acest debit nu are un rol agricol important.

*Observații.* Debitul de proiectare al S.I. are la bază debitul specific, fie sub forma debitului caracteristic  $q_c$ , fie sub forma hidromodulului  $\lambda$ .

Acest debit specific ( $q_c$  sau  $\lambda$ ) este condiționat de trei grupe de probleme prioritare: probleme de fizică atmosferică, în contextul evapotranspirației; probleme de fizica solului, în contextul sol – apă – plantă și probleme de tehnica udării și organizarea proceselor de udare.

### 3.3. PROBLEME DE FIZICĂ ATMOSFERICĂ IMPLICATE ÎN PROIECTAREA DEBITULUI<sup>1</sup>

Când evapotranspirația  $Et$  devine proces dominant, conducând la un nivel critic al apei în plantă, cu efecte negative asupra producției, se impune irigația.

Proprietățile fizice ale solului și caracteristicile fiziologice ale plantelor, intensificând sau reducând rolul climatului, determină natura și tehnica irigației și dependența acesteia de climat.

Pierderile prin evapotranspirație determină: mărirea (valoarea) debitului de proiectare, indispensabil proiectantului unui S.I. și mărirea dozei de udare, în procesul de exploatare.

#### 3.3.1. EVAPOTRANSPIRAȚIA CA FENOMEN FIZIC

Evapotranspirația ( $Et$ ) include pierderile totale de apă din sol (evaporația) și din plantă (transpirația), în atmosferă.

Fizic, ambele procese fiind identice (constând în

<sup>1</sup> Tratatul subcapitolului 3.3. se bazează, în principal, pe lucrările dr. M. Fuchs prezentate la Cursul suprauniversitar de irigații din anul 1970 (Beit Dagan, Israel).

trecerea apei de la faza lichidă la cea de vapori și transportul apei în atmosferă) pot fi incluse în fenomenul general de evaporare ( $E$ ), determinat prin legile: conservarea masei, conservarea energiei, conservarea cantității de mișcare și fluxului.

1) *Evaporația* ca proces de transformare din faza lichidă în faza de vapori necesită energie, numită *căldură latentă de vaporizare* ( $A$ ). Un gram de apă la  $20^{\circ}\text{C}$  necesită 585 calorii pentru schimbul de fază – trecerea în stare de vapori. Studiul balanței de energie a suprafeței se poate folosi la calculul evaporăției.

2) Evaporația ca proces de transport al vaporilor de apă de la suprafață în atmosferă este bazată pe balanța maselor și pe balanța momentelor unui strat de aer situat deasupra suprafeței.

În ecuația balanței, cea mai convenabilă dimensiune este *densitatea fluxului*, care indică scurgerea unei cantități fizice printr-o unitate de suprafață pe unitatea de timp. Pentru omogenizarea dimensiunilor și unităților, în ecuația de balanță a masei și a energiei, se folosește [7] energia ca o cantitate fizică de bază, astfel că toți termenii (din ecuația balanței) vor fi energia fluxului densității exprimată în  $\text{cal} \cdot \text{cm}^{-2} \cdot \text{min}^{-1}$ .

Pentru a transforma densitatea fluxului energiei în densitatea fluxului apei, prima se împarte prin căldura latentă de vaporizare.

*Exemplu* [7]: pentru a transforma o energie de  $0,8 \text{ cal} \cdot \text{cm}^{-2} \cdot \text{min}^{-1}$ , la  $20^{\circ}\text{C}$ , în mm apă evaporată pe oră ( $h$ ), se procedează astfel:

$$0,80 \text{ cal} \cdot \text{cm}^{-2} \cdot \text{min}^{-1} \times \frac{1 \text{ g apă}}{585 \text{ cal}} \times \frac{1 \text{ cm}^3 \text{ apă}}{1 \text{ g apă}} \times \frac{60 \text{ min}}{1 \text{ h}} =$$

$$0,082 \text{ cm apă} \cdot \text{h}^{-1} = 0,82 \text{ mm apă} \cdot \text{h}^{-1}$$

( $1 \text{ cal} \cdot \text{cm}^{-2} \cdot \text{min}^{-1}$  reprezintă aproximativ evaporăția pentru 1 mm apă pe oră.)

Analizarea parametrilor de mediu și de suprafață care afectează evaporăția reține [7] că cei mai semnificativi factori meteorologici sunt: radiațiile primite, viteza vântului și presiunea vaporilor de apă în aer.

Efectele acestor trei factori depind de natura suprafeței. Balanța radiației este modificată de albedoul și temperatura absolută a suprafeței, iar lungimea de rugozitate a suprafeței afectează ritmul de transfer al vaporilor de apă din sau către suprafață.

La prima aproximație din ecuația de balanță a energiei la suprafață se poate spune că evaporăția este proporțională cu radiația netă  $R_n$ .

Avantajul practic al acestei concluzii constă în faptul că  $R_n$  este ușor măsurabilă cu aparatul curent (radiometre), în timp ce evaporăția pe suprafețe mari este imposibil de măsurat.

**Balanță de energie.** Din energia totală care ajunge la suprafață în timpul unei zile, radiația solară directă  $R_s$  asigură în medie 60% (de exemplu, în zonele

aride,  $R_s = 0,6 \text{ cal} \cdot \text{cm}^{-2} \cdot \text{min}^{-1}$  pentru o zi de vară), radiația solară difuză  $R_d \approx 10\%$ , iar restul de 30% este emis de atmosfera încălzită (radiații atmosferice  $R_a$ ).

$R_s$  și  $R_a$  sunt caracterizate prin lungimi de undă cuprinse între 0,3 și 3 microni  $\mu$ , iar  $R_d$  prin lungimi de undă mai mari de 6 microni  $\mu$  (se folosesc solarime-trele).

Suprafața terestră absoarbe numai o parte  $\alpha$  a radiației totale; o fracțiune a  $R_s$  fiind reflectată de către suprafață (tab. 3.7) definește albedoul,  $r$ .

Radiațiile de undă lungă emise de suprafață, din cauza temperaturii absolute proprii  $T$ , sunt proporționale cu emisivitatea termică  $\varepsilon_T$  și cu constanta lui Stefan Boltzman  $n = 0,817 \cdot 10^{-10} \text{ cal} \cdot \text{cm}^{-2} \cdot \text{min}^{-1} \text{ K}^{-4}$  și  $T^4$ , în care  $T$  este dat în grade  $\text{K}^1$  [9].

În cele mai multe condiții se poate demonstra [7] că pentru suprafețele naturale  $\alpha = \varepsilon_T$ , astfel încât radiația netă  $R_n$  este densitatea radiației fluxului.  $R_n$  absorbită de către suprafață este dată de relația:

$$R_n = (1 - r)(R_s + R_d) + \varepsilon_T(R_L - \sigma T^4) \quad (6)$$

în care: termenul  $(R_s + R_d)$  este calculat pentru variația sezonala și zilnică; pentru o zi senină de vară  $(R_s + R_d)$  variază gradat de la 0 (la răsăritul soarelui) la un maxim de  $+1,5 \text{ cal} \cdot \text{cm}^{-2} \cdot \text{min}^{-1}$  (la prânz); termenul  $(R_L - \sigma T^4)$  este o cantitate de conservare relativă; întotdeauna este de tip negativ, variind între  $-0,2$  și  $-0,5 \text{ cal} \cdot \text{cm}^{-2} \cdot \text{min}^{-1}$ .

Din cele de mai sus rezultă (din relația 6) că:

– radiația netă  $R_n$  este strâns dependentă de radiația solară  $R_s$  în timpul zilei; în timpul nopții este corelată negativ;

– dependența puternică dintre  $R_n$ , suprafața albedo  $r$  și suprafața de absorbție termică  $\alpha = \varepsilon_T$  (v. tab. 3.7).

Prin aceste observații, adăugind datele tabelului 3.7, se poate justifica cauza pentru care  $R_n$  deasupra unei păduri de pini este mai mare decât deasupra unui teren cultivat cu cartofi sau însămânțat cu iarbă. Consecința este că o pădure de pini va avea mai multă energie disponibilă pentru evaporare și deci va evapora mai multă apă decât un teren însămânțat cu iarbă (pentru aceasta, plantațiile de pini, alături de cele de eucalipti, sunt folosite ca biodrenaje).

<sup>1</sup> K = grad Kelvin, unitatea de măsură a temperaturii termodinamice considerate începând cu cea mai joasă temperatură (zero absolut); dacă unitatea se alege astfel încât temperatura apei care se topește sub presiunea de o atmosferă absolută este  $273,5^{\circ}$ , unitatea de temperatură se numește grad Kelvin (egal cu gradul Celsius); dacă temperatura respectivă este de  $0,8 \cdot 273,5^{\circ}$ , unitatea se numește grad Reaumur, iar dacă temperatura respectivă este  $273,15/1,8$ , unitatea se numește grad Fahrenheit. Practic, gradele de temperatură Celsius, Reaumur, Fahrenheit, coincid cu gradele termometrice respective.

**Tabelul 3.7.** Proprietățile de radiație ale suprafețelor agricole și naturale [7]

Caracteristica suprafeței	Albedo $r$	Absorbtivitate termică <sup>1</sup> $\alpha$	Autorul și anul
Pădure de pini	0,12	-	Stanhill, 1966
Vegetație de deșert	0,37	-	Stanhill, 1966
Citrice	0,17	-	Stanhill, 1966
Bumbac	0,16-0,19	-	Stanhill și Fuchs, 1968
Porumb	0,16-0,17	0,97	Gates și Hanks, 1967
Grâu	0,14-0,27	-	Gates și Hanks, 1967
Sfeclă de zahăr	0,14-0,24	-	Gates și Hanks, 1967
Cartofi	0,17-0,27	-	Gates și Hanks, 1967
Lucernă	0,16-0,22	0,98	Gates și Hanks, 1967
Iarbă	0,24-0,26	0,98	Gates și Hanks, 1967
Apă	0,11	0,96	Stanhill, 1966

Pentru înțelegerea mai bună a dependenței  $E$  de  $R_n$  trebuie analizată balanța de energie la suprafață.

Măsurătorile de absorbtivitate termică indică [7] valoarea ridicată a acesteia  $\alpha = 0,96-0,98$  (v. tab. 3.7), precum și micile diferențe înregistrate între diferitele suprafețe vegetative.

Dacă o suprafață nu are capacitate de căldură (de înmagazinare), absorbtia  $R_n$  de către suprafață este total dispersată prin cele trei căi majore ( $G$ ;  $H$ ;  $E$ ), care intră în componența balanței de energie (fig. 3.5, a, b): densitatea fluxului de căldură a pământului,  $G$  (energia folosită pentru creșterea temperaturii solului și plantei); densitatea fluxului sensibil de căldură,  $H$  (energia folosită pentru încălzirea aerului deasupra suprafeței) și densitatea fluxului de căldură latentă,  $E$  (energia folosită pentru evaporare).

Energia folosită de plante, în procesul de fotosinteză, reprezentând numai 1-2% din  $R_n$ , se neglijează în ecuația generală a balanței:

$$R_n = G + H + E \quad (7)$$

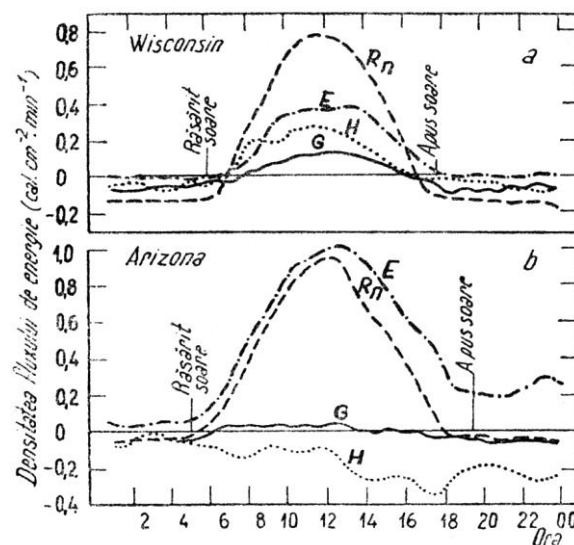
de unde:

$$E = R_n - G - H \quad (8)$$

Pentru situația luncilor, a terenurilor cu apă freatică la suprafață sau a terenurilor irigate intens, pentru situația când apa este ușor accesibilă la suprafață,  $E$  are valoarea cea mai mare (termen dreapta, rel. 3.8). Se poate aproxima în general că  $E$  este proporțională cu  $R_n$ .

Această condiție îndreptățește pe meteorolog ca și pe proiectantul S.I. să exprime  $E$  (greu și chiar im-

posibil de măsurat pe suprafețe mari) prin  $R_n$  (ușor de măsurat cu aparatură curentă – radiometrie).



**Fig. 3.5.** Variația zilnică a elementelor balanței de energie (după Sellers, 1965): a – zonă subumedă; b – zonă aridă.

În fig. 3.5, a, b sunt date două exemple clasice asupra variației zilnice a componentelor balanței de energie. Exemplul a este tipic pentru o zonă întinsă irigată din regiunea subumedă,  $E$  este circa  $1/2 R_n$ ; în apropierea răsăritului și apusului de soare  $E > R_n$ . În timpul acestei perioade procesele de  $E$  extrag energie din aer și din sol. Valorile negative ale  $E$  din timpul nopții indică condensul și formarea de rouă.

Exemplul b reprezintă balanța de energie într-un câmp irigat de suprafață mică, într-o regiune uscată, unde  $E > R_n$ . Completarea de căldură latentă provine din scurgerile aerului uscat și fierbinte spre câmpul irigat (umed). Acest tip de balanță energetică descrie efectul de oază sau elementele locale ale fluxului sensibil de căldură,  $H$ .

**Transportul masei și a căldurii.** Evaporația  $E$  are loc numai în cazul existenței unui gradient al presiunii vaporilor de apă, în stratul de aer de la suprafață.

Se poate considera  $E$  analoagă procesului de difuzie:

$$E = \frac{\lambda \rho \varepsilon}{P} K_E \frac{de}{dz} \quad (9)$$

în care:

$\lambda$  este căldura latentă de vaporizare:  $585 \text{ cal (gr. apă)}^{-1}$  la  $20^\circ\text{C}$ ;

$\rho$  – densitatea aerului:  $1,17 \cdot 10^{-3} \text{ g cm}^{-3}$  la  $20^\circ\text{C}$ ;

$\varepsilon$  – greutatea moleculară relativă a apei în raport cu aerul: 0,622 (adimensional);

$P$  – presiunea barometrică, în mb (milibari);

$K_E$  – difuzia turbionară a vaporilor de apă:  $\text{cm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ ;

$\frac{de}{dz}$  – gradientul vertical al presiunii vaporilor de apă:  $\text{mb cm}^{-1}$ .

<sup>1</sup> Absorbtivitatea termică  $\alpha$  reprezintă fracțiunea de lungime de undă a  $R_n$  care este absorbită de către suprafață.

Se poate, de asemenea, exprima densitatea fluxului de căldură sensibil  $H$ , ca proporțional cu gradientul temperaturii aerului, prin analogie cu difuzia termică:

$$H = \rho C_p K_H \frac{dT}{dz} \quad (10)$$

în care:

$C_p$  este căldura specifică a aerului:  $0,24 \text{ cal (gr. aer)}^{-1} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ ;

$K_H$  – difuzia turbionară a căldurii sensibile,  $\text{cm}^2 \text{ s}^{-1}$ ;

$\frac{dT}{dz}$  – gradientul vertical de temperatură:  $^\circ\text{C} \cdot \text{cm}^{-1}$ .

Întrucât  $K_E$  și  $K_H$  variază mult (de la  $10^{-1}$  la  $10^4 \text{ cm}^2 \text{ s}^{-1}$ ) cu viteza vântului  $V_v$ , aplicarea relațiilor 9 și 10 este dificilă, iar folosirea analogiei de difuzie implică aprecierea valorii lui  $K_E$ . Această valoare (funcție de  $V_v$ ) este condiționată de nivelul de turbulență a stratului de aer în contact cu suprafața.

**Transportul cantității de mișcare și amestecul turbulent.** Viteza vântului într-un punct în atmosferă este un vector care fluctuează în mărime, direcție și timp. Dacă se exprimă vectorul ( $V$ ) vitezei instantanee a vântului prin componentele sale:  $u$  – orizontală, paralelă cu suprafața în direcția medie a vântului ( $u = \bar{u} + u'$ ),  $v$  – orizontală, perpendiculară pe prima ( $v = \bar{v} + v'$ ) și  $w$  – verticală ( $w = \bar{w} + w'$ ), respectiv:

$$u = \bar{u} + u' \quad \bar{V} = \bar{v} + v' \quad w = \bar{w} + w' \quad (11)$$

(termenele barate indică valorile medii, iar cele notate cu semnul ' (prim) deviația instantanee), rezultă:

$$\bar{v} = 0 \text{ și } \bar{w} = 0 \quad (12)$$

Experiențele arată [7] că  $\bar{u}$  descrește cu înălțimea și este zero la interferența dintre aer și suprafața solului, aceasta, (suprafața) absorbând cantitatea de mișcare, care este transferată de la un strat la altul.

Analog definiției vâscozității cinematice, densitatea medie a fluxului cantității de mișcare (impulsului) vertical  $\bar{\tau}$  este:

$$\bar{\tau} = K_M \frac{d\bar{u}}{dz} \quad (13)$$

în care:

$K_M$  este difuzia turbionară pentru cantitatea de mișcare sau vâscozitatea turbionară (vârtej),  $\text{cm}^2 \text{ s}^{-1}$ ;

$\frac{d\bar{u}}{dz}$  – efortul de forfecare vertical al vântului,  $\text{s}^{-1}$ .

Impulsul orizontal pe unitatea de volum este transferat vertical, cu o viteză proporțională cu  $w$  (ecuația 11), iar fluxul impulsului (cantității de mișcare) mediu este:

$$\bar{\tau} = \overline{\rho u w} = \overline{\rho u' w'} \quad (14)$$

Egalitatea a doua din ecuația 14 se obține din dezvoltarea produsului:  $(\bar{u} + u')(\bar{w} + w')$  și ținând seama de  $\bar{w} = 0$ ,  $\bar{u} = 0$ .

De asemenea, experiențele arată [7] că temperatura și presiunea vaporilor de apă fluctuează continuu într-un anumit punct în aer. Și în acest caz, valoarea instantanee constă în media temperaturii  $T$ , respectiv a presiunii vaporilor, plus deviația:

$$T = \bar{T} + T' \quad (15)$$

$$e = \bar{e} + e' \quad (16)$$

Dacă se deplasează vertical o unitate de volum de aer la temperatura  $T$  și presiunea vaporilor  $e$ , aceasta poartă căldura și vaporii de apă cu o viteză proporțională cu  $w$ . Dacă se consideră media transferului instantaneu pe un anumit interval de timp, se obține densitatea fluxului sensibil de căldură  $H$  și evaporația  $E$ :

$$H = \overline{\rho c_p T w} = \rho c_p \overline{T' w'} \quad (17)$$

$$E = \frac{\overline{\lambda \rho e}}{P} = \frac{\lambda \rho e}{P} \overline{e' w'} \quad (18)$$

Dacă ecuațiile 17 și 18 sunt reale, coeficientul de corelație dintre  $w$  și  $T$  și dintre  $w$  și  $e$  trebuie să fie ridicat atunci când  $H$  și  $E$  sunt mari. Acest fenomen, verificat experimental [7], conduce la o metodă de măsurare precisă a evaporației, numită *metoda corelației turbulente*.

Toate fluctuațiile lui  $w$  și  $e$  trebuie să cuprindă procese medii, pentru ca ecuația 18 să fie reprezentativă pentru  $E$ . Astfel, la înălțimea de 100 cm deasupra frunzișului culturii, măsurătorile au arătat că fluctuațiile semnificative pot avea o frecvență de 20 Herți. Instrumentele ce se folosesc trebuie să aibă o capacitate de înregistrare, prelucrare și interpretare rapidă a datelor, ca, de exemplu, evapotron-ul (Dyer și Maher, 1965), folosit în prezent în cercetare.

Natura turbulentă a proprietăților de transfer în atmosferă, cum s-a prezentat în ecuațiile 14, 17 și 18, arată că modul de transport al cantității de mișcare, căldurii și vaporilor de apă sunt asemănătoare. Se poate admite, pentru aceasta, că difuzivitățile turbionare (rotatorii) în ecuațiile 13, 10 și 9 sunt egale:

$$K_M = K_H = K_E \quad (19)$$

Această admitere (presupunere) conduce la folosirea unui model aerodinamic pentru evaporație.

**Interpretarea aerodinamică.** Combinarea ecuațiilor (13) și (14) arată că distribuția verticală a vitezei medii a vântului este logaritmică (Sutton, 1953):

$$\bar{u} = \frac{u_*}{k} \ln \frac{z + z_0 - d}{z_0} \quad (20)$$

în care:

$\bar{u}$  este viteza medie a vântului la înălțimea  $z$ ,  $\text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$ ;

$u_*$  – viteza de frecare:  $\left( \frac{\tau}{\rho} \right)^{\frac{1}{2}} \text{ cm} \cdot \text{s}^{-1}$ ;

$k$  – constanta lui Karman, 0,42 adimensional;

$z$  – înălțimea deasupra suprafeței solului, cm;

$z_0$  – lungimea de rugozitate, cm;

$d$  – înălțimea (deplasarea) de la planul 0, cm.

Reprezentarea fizică a parametrilor  $z_0$  și  $d$ , determinați de natura suprafeței ( $z_0$  – lungimea de rugozitate, exprimă neregularitatea suprafeței, iar  $d$  – înălțimea la care viteza vântului este zero, situată între suprafața solului și vârful vegetației, întrucât cantitatea de mișcare este absorbită și de suprafața solului și de vegetație) este dată în fig. 3.6, *a*, *b*.

În figura 3.6, *a* sunt indicate semnificațiile parametrilor  $z_0$  și  $d$ , care definesc originea profilului vântului, iar în figura 3.6, *b* se dă o metodă practică pentru determinarea acestor parametri ( $z_0$  și  $d$ ) prin măsurarea profilelor vântului. Pentru  $D$  ( $D = d - z_0$ ) trebuie alese o serie de valori arbitrare. Profilul vântului este trasat pe hârtie semilogaritmica, folosind  $z - D$  ca ordonate. Profilul (curba) va avea o alură pozitivă pentru  $D$  ales mic și negativă pentru  $D$  mare. Valoarea corectă a lui  $D$  este obținută când profilul este linear. Valoarea lui  $z_0$  se găsește la intersecția profilului (curbei) cu ordonata (valoarea zero a vitezei vântului).

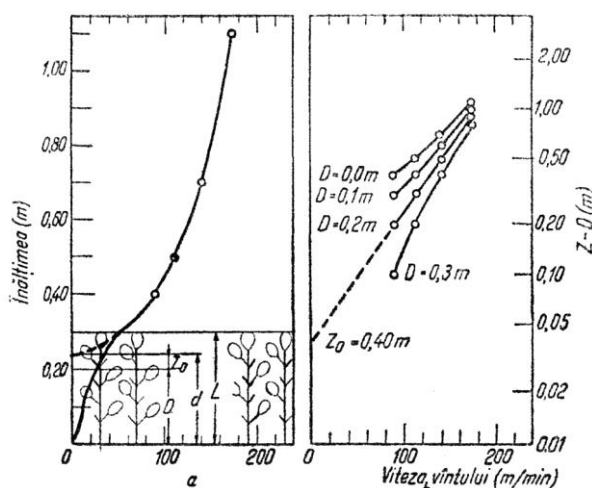


Fig. 3.6. Reprezentarea la scară liniară și semilogaritmica a profilelor de vânt.

Acești parametri ( $z_0$  și  $d$ ) pot fi calculați și cu relațiile empirice (Kund și Lettau 1961, Tanner 1968, Stanhill 1969):

$$z_0 = 0,058 \cdot L^{1,19} \quad (21)$$

$$d = 0,66 \cdot L^{0,98} \quad (22)$$

în care:  $L$  este înălțimea medie a vegetației.

Cu valorile  $z_0$  și  $d$  din ecuațiile 21 și 22 se poate obține  $\tau$  prin aplicarea ecuației 20 la măsurătorile de viteză a vântului pentru o anumită înălțime:

$$\tau = \frac{\rho K^2 \bar{u}^{-2}}{\left( \ln \frac{z + z_0 - d}{z_0} \right)^2} \quad (23)$$

Comparând 23 cu 13 se ajunge la:

$$\int_0^x \frac{dz}{K_m} = \frac{\left( \ln \frac{z + z_0 - d}{z_0} \right)^2}{K^2 \bar{u}} \quad (24)$$

În consecință, ecuația difuziei turbulente din 19 și 9 se transformă în:

$$E = \frac{\frac{\lambda \rho \varepsilon}{P} K^2 \bar{u} (\bar{e}_0 - \bar{e}_z)}{\left( \ln \frac{z + z_0 - d}{z_0} \right)^2} \quad (25)$$

în care:

$\bar{e}_0$  – presiunea medie a vaporilor de apă la înălțimea  $d$ , mb;

$\bar{e}_z$  – presiunea medie a vaporilor de apă la înălțimea  $z$ , mb;

Cu toată dificultatea măsurării lui  $\bar{e}_0$ , care face aproape imposibilă aplicarea formulei, sunt de reținut unele aspecte practice, ca: pentru un anumit gradient de presiune a vaporilor, evaporația crește odată cu creșterea vitezei vântului; pe o suprafață neregulată valoarea evaporației va fi mai ridicată decât pe o suprafață plană.

Din cauza relațiilor dintre lungimea de rugozitate și înălțimea culturii rezultă, de asemenea, concluzia practică că într-o livadă irigată se va evapora mai multă apă decât într-o cultură de câmp cu talia joasă irigată (de exemplu bumbac).

Valorificând ecuația 25 pentru măsurarea  $\bar{e}_1$ ,  $\bar{u}_1$  și  $\bar{e}_2$ ,  $\bar{u}_2$  la înălțimea  $z_1$  și respectiv  $z_2$  și eliminând  $e_0$  din 25, se obține ecuația Thornthwaite-Holzman pentru evaporație:

$$E = \frac{\frac{\lambda \rho \varepsilon}{P} k^2 (\bar{u}_2 - \bar{u}_1) (\bar{e}_1 - \bar{e}_2)}{\left( \frac{\ln(z_2 + z_0 - d)}{\ln(z_1 + z_0 - d)} \right)^2} \quad (26)$$

Această relație a fost folosită în special pentru determinarea  $E$  de la suprafața luciului de apă (deschis).

Colectarea datelor și valorificarea acestei relații 26 au fost substanțial simplificate prin aparatul conceput de Stanhill (1962), care măsoară direct valoarea produsului  $(\bar{u}_2 - \bar{u}_1)(\bar{e}_1 - \bar{e}_2)$ .

**Metoda raportului Bowen.** Prin relația (raportul) Bowen,  $\beta$ , se poate determina evaporația orară:

$$\beta = \frac{H}{E} \quad (27)$$

Aplicând ecuația 19 la 9 și 10, ecuația 27 poate fi rescrisă:

$$\beta = \frac{C_p P}{\lambda \varepsilon} \frac{dT}{de} = \gamma \frac{dT}{de} \quad (28)$$

în care  $\gamma$  este  $\frac{C_p P}{\lambda \varepsilon}$ , fiind constanta psihrometrică. La o presiune atmosferică de 1.000 mb,  $\gamma = 0,66 \text{ mb}/^\circ\text{C}$ .

Combinând (28) cu balanța energiei din (7) se obține:

$$E = \frac{R_n - G}{1 + \beta} \quad (29)$$

care arată dependența evaporației de radiația netă.

Între  $\beta$  și  $R_n - G$  există o corelație zilnică puternică, cum rezultă și din analiza comparativă a curbelor  $E$  și  $H$  din figura 3.5, *a*, *b*.

Măsurătorile lui  $R_n$  și  $G$ , temperaturii și gradientului de presiune a vaporilor de apă, pe intervale scurte de timp (30, 60 minute), dau rezultate bune.

În concluzia problemei analizate – așa cum s-a mai specificat – rezultă că cei mai semnificativi factori meteorologici care afectează evaporația sunt: radiațiile primite, viteza vântului și presiunea vaporilor de apă în aer.

Efectul acestor factori depinde și de natura suprafeței, albedoul și temperatura absolută a suprafeței modificând balanța radiației, iar lungimea de rugozitate afectând ritmul de transfer al vaporilor de apă din sau către suprafață.

### 3.3.2. PROCEDEE DE ESTIMARE A EVAPOTRANSPIRAȚIEI

Pentru proiectarea-dimensionarea elementelor S.I., ca și pentru determinarea regimului de udare, trebuie să se cunoască pierderile prin evapotranspirație.

S-a arătat în subcapitolul 3.3.1 că aceste pierderi se pot stabili prin măsurători meteorologice, cu ajutorul unui aparat special, care nu este întotdeauna la dispoziția proiectantului, îndeosebi pentru sistemele noi de irigații.

Numeroasele formule empirice și semiempirice, care corelează evapotranspirația de parametrii meteorologici, ajută la acoperirea deficiențelor introduse în lipsa unui aparat adecvat.

Dintre procedeele cu aplicații largi în irigații, se prezintă în continuare cele mai importante.

**Evapotranspirația potențială,  $E_p$ .** Alături de factorii meteorologici,  $E_p$  ia în considerație și factorul plantă (de exemplu rezistența la secetă) în stabilirea regimului de irigație.

$E_p$  a unei culturi, în anumite condiții meteorologice, reprezintă evapotranspirația realizată în condiții de completă saturație cu vaporii de apă a suprafeței respective.

Proprietățile de radiație și aerodinamice ale suprafețelor cultivate modifică efectul factorilor meteorologici asupra evaporației. În consecință, evapotrans-

pirația variază de la cultură la cultură.

$E$  se poate stabili pe două căi: prin măsurarea evaporației de la suprafața cultivată, menținută în condiții de umiditate și prin calcul, din combinarea ecuației balanței de energie. ( $R_n = G + H + E$ ) și aerodinamice:

$$E = \frac{\lambda \rho \varepsilon}{P} k^2 (\bar{u}_2 - \bar{u}_1) (\bar{e}_1 - \bar{e}_2) \frac{\left( \frac{\ln(z_2 + z_0 - d)}{\ln(z_1 + z_0 - d)} \right)^2}{\left( \frac{\ln(z + z_0 - d)}{z_0} \right)^2}$$

rezultând (v. și 3.3.1):

$$E_p = \frac{(R_n - G)\Delta}{\lambda(\Delta + \gamma)} + \frac{h(e_s - e)\gamma}{\Delta + \gamma} \quad (30)$$

$$h = \frac{k^2 \frac{\rho \varepsilon}{P} u}{\left[ \frac{\ln(z + z_0 - d)}{z_0} \right]^2} \quad (31)$$

și tabelul 3.8,

**Tabelul 3.8.** Parametrii termodinamici folosiți în calculul  $E_p$  (din relația 30). Presiunea atmosferică 1.000 mb [7]

$T$ $^\circ\text{C}$	$e_s$ mb	$\Delta$ mb·C <sup>-1</sup>	$\gamma$ mb·C <sup>-1</sup>	$\frac{\Delta}{\Delta + \gamma}$	$\frac{\gamma}{\Delta + \gamma}$
0	5,108	0,443	0,648	0,406	0,593
5	8,719	0,606	0,650	0,482	0,517
10	12,27	0,819	0,654	0,555	0,444
15	17,04	1,093	0,659	0,623	0,376
20	23,37	1,440	0,663	0,684	0,315
25	31,67	1,875	0,668	0,737	0,262
30	42,43	2,417	0,672	0,782	0,217
35	56,24	3,082	0,678	0,819	0,180
40	73,78	3,898	0,681	0,851	0,148
45	95,86	4,878	0,685	0,876	0,123

în care:

$E_p$  este evapotranspirația potențială ( $\text{g apă} \cdot \text{cm}^{-2} \cdot \text{min}^{-1}$ );  
relația 30 reprezintă forma îmbunătățită a ecuației lui Penman (Anglia, 1919) (după principiul conservării energiei  $E_p = k E_{p_0}$ ,  $k = 0,6-0,8$ , variind după lună și cultură, la 0,8 corespunde evaporației unui luciu de apă);

$R_n$  – radiația netă ( $\text{cal} \cdot \text{cm}^{-2} \cdot \text{min}^{-1}$ );

$G$  – densitatea fluxului de căldură a solului ( $\text{cal} \cdot \text{cm}^{-2} \cdot \text{min}^{-1}$ );

$\Delta$  – panta curbei de presiune a vaporilor saturați cu apă la temperatura aerului,  $\text{mb} \cdot ^\circ\text{C}^{-1}$ ;

$\lambda$  – căldura latentă de vaporizare a apei, 583 cal ( $\text{g apă}$ )<sup>-1</sup>;

$\gamma$  – constanta psihrometrică,  $\text{mb} \cdot ^\circ\text{C}^{-1}$ ;

$e_s$  – presiunea vaporilor saturați de apă în aer, la înălțimea  $z$ , mb;

$e$  – presiunea vaporilor de apă în aer, la înălțimea  $z$ , mb;

$k$  – constanta lui Karman, 0,42 (adimensional);  
 $\rho$  – densitatea aerului,  $1,17 \cdot 10^{-3} \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3}$ ;  
 $\varepsilon$  – coeficientul de greutate moleculară, 0,622 (adimensional);

$P$  – presiunea barometrică, mb;  
 $u$  – viteza vântului la înălțimea  $z$ ,  $\text{cm} \cdot \text{min}^{-1}$ ;  
 $z$  – înălțimea deasupra solului, cm;  
 $z_0$  – lungimea de rugozitate, cm;  
 $d$  – deplasarea de la planul zero, cm.

Ecuția 30, cu toate că include parametrii principali care joacă un rol în procesele de evaporare, este limitată la folosirea în cercetare, pentru determinarea  $E_p$  zilnică, ca și a relațiilor dintre  $E_p$  și cea existentă la un moment dat. Limitarea în aplicare o constituie dificultățile tehnice în măsurarea parametrilor.

Din ecuația lui Penman, neglijându-se efectul suprafeței de turbulență (asperitățile) și densitatea fluxului de căldură emanat de sol, rezultă ecuația simplificată a  $E_p$ :

$$E_p = \frac{R_s \Delta}{\Delta + \gamma} + \frac{E_a \gamma}{\Delta + \gamma} \text{ mm} \cdot \text{zi}^{-1} \quad (32)$$

$$E_a = 0,35(0,5 + 0,0062u)(e_s - e) \text{ mm} \cdot \text{zi}^{-1} \quad (33)$$

în care:

$u$  – viteza vântului ( $\text{km} \cdot \text{zi}^{-1}$ ), la înălțimea de 200 cm; se înregistrează cu anemometrul integrator;  
 $R_n$  – radiația netă, exprimată în echivalent  $\text{mm} \cdot \text{zi}^{-1}$ , și  $(e_s - e)$  în mb.

Cu ecuația 33 se determină, cu suficientă precizie, evaporația de la suprafața luciului de apă (în bazinele de irigat), ca și din sectoarele mici irigate abundent, săptămânal (de exemplu, parcele de orez, parcele supuse desalinizării prin inundare etc.).

**Formula radiației solare.** Dependența  $E_p$  de radiația termică (formula 32) a generat o serie de formule ale  $E_p$ , bazate pe măsurarea radiației solare, cu eliminarea efectului albedo și minimalizarea termenului aerodinamic.

Pentru zonele cu climat umed, unde  $E_a$  este redusă, deoarece  $U_r$  a aerului este ridicată, de exemplu Olanda, se indică folosirea formulei dată de Making (1957):

$$E_p = \frac{R_s \Delta}{\Delta + \gamma} + 0,12 \text{ mm} \cdot \text{zi}^{-1} \quad (34)$$

în care  $R_s$  este radiația solară recepționată, exprimată în echivalentul  $\text{mm} \cdot \text{zi}^{-1}$ ; se măsoară cu solarimetrul.

Pentru zonele cu climat arid, unde temperatura aerului  $T$  °C introduce indirect în expresia  $E_p$  contribuția termenului aerodinamic, de exemplu în regiunile aride din vestul S.U.A., se folosește ecuația dată de Jensen și Haise (1963), similară celei dată de Making, dar cu includerea  $T$  °C):

$$E_p = R_s (0,025T + 0,08) \text{ mm} \cdot \text{zi}^{-1} \quad (35)$$

Ambele relații 34, 35 pot da rezultate satisfăcătoare numai dacă se aplică în zone cu climat asemănător (umed 34, respectiv arid 35).

ntre  $E_p$  și  $R_s$  s-a stabilit o relație empirică reprezentată sub forma unei simple progresii lineare:

$$E_p = mR_s + n \text{ mm} \cdot \text{zi}^{-1} \quad (36)$$

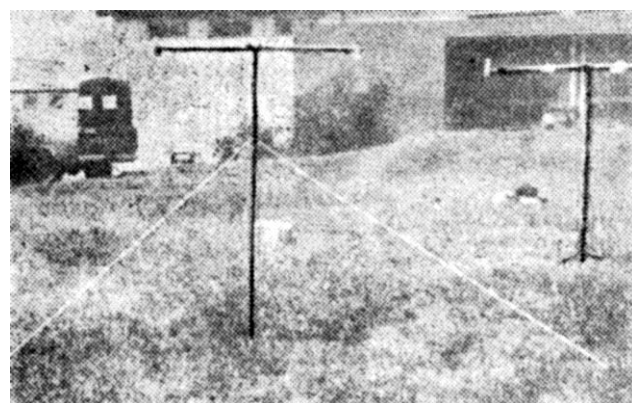
în care:  $m$  și  $n$  variază cu localitatea, perioada și durata cercetării și planta. Astfel, Stanhill G. a găsit (1961), pentru lucernă,  $m = 0,72$  și  $n = 0,87$ , pentru determinări săptămânale, și  $m = 0,72$  și  $n = 1,04$ , pentru determinări lunare. Tanner C. B. a dat (1967) alte valori pentru  $m$  și  $n$ .

Relațiile 34, 35 și 36 se pot aplica numai în condițiile înregistrării curente a  $R_s$  în stațiunile meteorologice.

Înlocuirea  $R_s$  cu  $R_n$  (radiația netă), care se măsoară local, în câmpul unde se execută experiența (fig. 3.7), ar asigura găsirea unor valori precise ale  $E_p$ , însă limitate ca arie de aplicare.

O analiză comparativă a rezultatelor obținute în determinarea  $E_p$ , prin aplicarea relațiilor date mai sus, rezultă din tabelul 3.9 pentru condițiile [7] zonei aride a Negheului de Nord – Israel cu:

- perioada – o săptămână din luna aprilie;
- cultura – lucernă irigată cu înălțimea medie de 40 cm ( $z_0 = 4 \text{ cm}$ ,  $d = 24 \text{ cm}$ );
- radiația solară medie:  $500 \text{ cal} \cdot \text{cm}^{-2} \cdot \text{min}^{-1}$ ;
- radiația netă medie:  $280 \text{ cal} \cdot \text{cm}^{-2} \cdot \text{min}^{-1}$ ;
- temperatura medie a aerului:  $20^\circ \text{C}$ ;
- umiditatea relativă medie: 50%;
- viteza medie a vântului la 200 cm înălțime:  $100 \text{ km} \cdot \text{zi}^{-1}$ .



**Fig. 3.7.** Măsurători asupra radiației nete, în platforma experimentală de la Beit Dagan, Israel, 1970. Cursurile postuniversitare internaționale de irigații (foto autor).

**Tabelul 3.9.** Comparatie între rezultatele obținute cu diferite ecuații pentru calculul  $E_p$ , folosind datele radiației [7]

	Ec. 30	Ec. 32	Ec. 34	Ec. 35	Ec. 36	Media	Coeficient de variație
$E_r$ $\text{mm} \cdot \text{zi}^{-1}$	6,5	7,9	6,0	5,0	7,0	6,48	17%



**Formule aerodinamice.** Acestea includ numai termenul aerodinamic al ecuației 30 pentru estimarea  $E_p$  și au forma cea mai uzuală:

$$E_p = c(z + b_u)(e_s - e) \quad (37)$$

Coefficienții  $c$ ,  $a$ ,  $b$  se determină empiric, folosindu-se viteza vântului ( $u$ ) și deficitul de vapori de apă din atmosferă ( $e_s - e$ ) (fig. 3.8); acești coeficienți variază considerabil de la un termen la altul și de la o perioadă a anului la alta.

Formulele aerodinamice se folosesc îndeosebi pentru calculul evaporării la acumulările mari de apă.

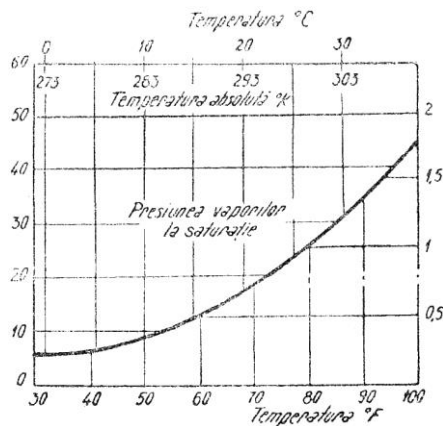


Fig. 3.8. Presiunea vaporilor saturați în funcție de temperatură.

**Formule de temperatură<sup>1</sup>.** Acest tip de formule au încă o extindere mare în tehnica estimării  $E_p$ , cu toată aproximația ce o introduc în calcul, prin lipsa legăturii directe între evaporare și temperatura aerului. Acești parametri, depinzând însă de aceiași factori meteorologici, pot fi corelați.

Temperatura aerului fiind cel mai accesibil (ușor de măsurat) parametru meteorologic, a permis generarea numeroaselor formule ale  $E_p$ .

Blaney și Criddle au propus (1945, 1950 S.U.A.) pentru determinarea  $E_p$  lunare relația de forma:

$$E_p = C \cdot D \cdot T \quad (38)$$

în care:

$C$  este consumul de apă (util), care variază în funcție de timp, localitate și cultură;  $C$  se determină local pentru fiecare cultură;

$D$  – raportul dintre orele de lumină din timpul zilei, în luna în care se execută măsurătoarea, și totalul orelor din timpul anului (procentul lunar al orelor de zi față de totalul anual);

$T$  – media lunară a temperaturii aerului.

Fig. 3.9 reproduce abaca lui M. Guyon pentru calculul  $E_p$  (mm). Valorile  $E_p$  sunt majorate (pentru terenurile irigate) cu un coeficient  $f = 1-1,6$  (Criddle,

1953), funcție de capacitatea de câmp și adâncimea de umezire a solului (rezultatul se citește pe scara  $E_p$ ).

C. W. Thornthwaite (1948, S.U.A.) dă o ecuație mai complexă a  $E_p$ <sup>2</sup>, deficitară însă, prin faptul că nu ține seama de factorul plantă, iar pentru zonele aride subestimează  $E_p$ . Această relație are forma:

$$E_p = 1,6 \frac{L}{12} \frac{N}{30} \left( \frac{10T}{I} \right)^a \text{ cm} \cdot \text{lună}^{-1} \quad (39)$$

în care:

$L$  este lungimea zilei respective, în ore;

$N$  – numărul de zile ale lunii;

$$I = \sum_{i=1}^{12} \left( \frac{T}{5} \right)^{1,514} - \text{indice termic anual, obținut prin su-}$$

$$\text{ma celor 12 indici termici lunari } \left( \frac{T}{5} \right)^{1,514};$$

$$a = (0,675 \cdot I^3 - 77,1 \cdot I^2 + 492,390) \cdot 10^{-6}$$

$T$  – temperatura medie lunară (°C).

**Formule bazate pe analogic fizică. Bazinul de evaporare.** Pentru estimarea  $E_p$  se poate folosi și corelația dintre aceasta ( $E_p$ ) și evaporația din recipient ( $E_0$ ), ambele fiind condiționate de aceiași factori meteorologici. Mărimea, poziția, expunerea și panta recipientului, elemente de calibrare, se stabilesc cu multă atenție. În tehnica mondială se folosește curent recipientul de clasa A (fixat de Biroul de Meteorologie SUA). Pentru ca recipientul să se afle în același microclimat cu cultura a cărei  $E_p$  se determină, el (recipientul) se montează pe o platformă reglabilă în înălțime, urmărind tot timpul nivelul creșterii plantei.

Relația dintre  $E_p$  și  $E_0$  este obținută din regresia lineară:

$$E_p = fE_0 + s \text{ mm} \cdot \text{zi}^{-1} \quad (40)$$

$E_p$  și  $E_0$  se determină din înregistrări săptămânale sau lunare, iar valorile lui  $f$  și  $s$  sunt date (Tanner, 1967) în tabelul 3.10, pentru câteva situații.

Cerința de apă pentru irigație se determină destul de ușor prin acest procedeu (relația 40); Fuchs și Stanhill au găsit (1963) cerința (doza) de apă pentru bumbac, după prima udare, ca fiind:

$$D = 0,69 \sum_{i=1}^n E_0(i)$$

în care  $n$  este numărul de zile între două udări succesive; coeficientul 0,69 a fost valabil pentru întregul sezon de creșterea bumbacului (pentru toate regiunile din Israel); raportul  $E_p/E_0$  a variat între 0,6-2,0 (valoarea maximă a raportului s-a înregistrat când recipientul a fost parțial umbrit sau amplasat în câmpul irigat, cum este, de altfel, corect).

<sup>1</sup> Aceste relații sunt expuse pe larg în lucrarea V. Blidaru, *Irigații și desecări*, cap. 7, București, Editura Didactică și Pedagogică, 1969.

<sup>2</sup> Cu adaptările aduse de C. Donciu, se folosește în prezent și în România.

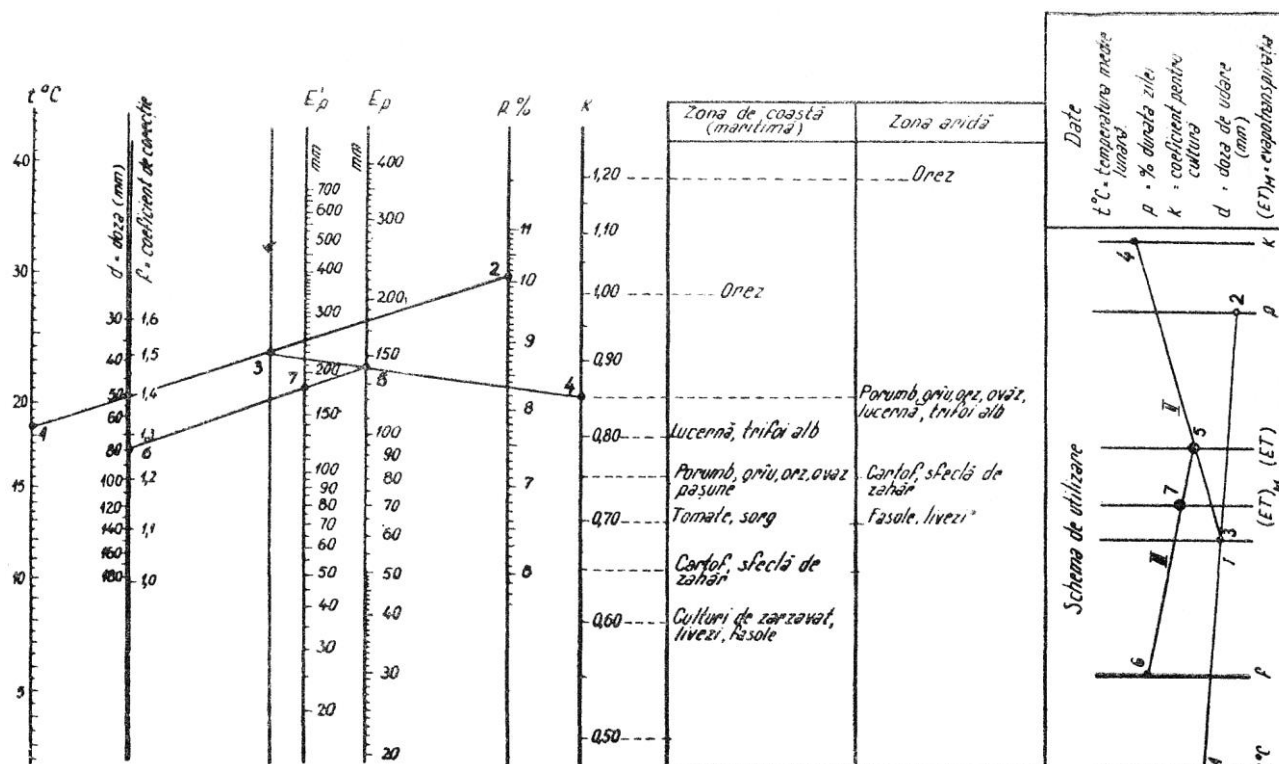


Fig. 3.9. Abacă cu puncte aliniate pentru determinarea evapotranspirației în metoda Blaney-Criddle.

Tabelul 3.10. Relația dintre evaporația potențială  $E_p$  și evaporația din recipient  $E_0$ , calculată din ecuația 40 [7]

Perioada	Interval de timp	Localitatea (zona)	Cultura	$f$	$s$	$r^1$	Obs.
Tot anul	Lună	Israel	lucernă	0,70	0,47	0,95	1) $r$ = coeficient de corecție
Tot anul	săptămână	Israel	lucernă	0,75	0,36	0,77	
Ian. – mai	zi	S.U.A. (California)	iarbă	0,67	0,45	0,94	
Ian. – mai	lună	S.U.A. (California)	iarbă	0,79	0,08	0,99	
Iulie – dec.	zi	S.U.A. (California)	iarbă	0,77	0,03	0,90	
Iulie – dec.	lună	S.U.A. (California)	iarbă	0,76	0,02	0,98	

**Măsurarea evapotranspirației la sol (pe profil).** Se pot folosi două procedee pentru măsurarea directă a evapotranspirației prin schimbările conținutului de apă în sol:

1) *Prin urmărirea (măsurarea) periodică a profilului de umectare și compararea cu un altul.* Metoda permite determinarea pierderilor de apă din sol. Acest procedeu este însă afectat de două neajunsuri: greutatea separării fenomenului de evapotranspirație (ascendent) de cel de drenaj (descendent) și eterogenitatea solului, care cauzează dificultăți în recoltarea probelor, iar seriile de determinări succesive necesită durate mari de timp între ele (circa o săptămână);

2) *Prin metoda lizimetrelor* (rezervor umplut cu sol, în care toate condițiile câmpului înconjurător sunt reproduse cât se poate de exact), Controlând drenajul (apa ce se drenează) și înregistrarea schimbărilor în greutatea rezervorului umplut cu sol, se poate deduce

evapotranspirația.

Folosirea acestui procedeu destul de precis (lizimetria) este reținut la nivelul studiilor fundamentale, prin lipsa de mobilitate a rezervorului (Tanner, 1967).

#### Concluzii asupra procedeelelor de apreciere a $E_p$

Metodele expuse urmăresc stabilirea cerințelor (dozelor) de irigație și implicit a debitului de proiectare.

Alegerea metodei este legată de existența datelor meteorologice colectate în timp și de corelațiile ce se pot stabili între aceste date. Metodele în funcție de radiația solară dau cele mai bune rezultate, fiind urmate de cele care folosesc evaporația din recipient, pentru cazul când intervalul între udările succesive este mai mare de o săptămână. Metodele bazate pe temperatură au o folosire din ce în ce mai limitată în tehnica irigației, fiind adoptate ca orientative în proiectarea S.I. și pentru prevederea cerințelor de irigație pe timp îndelungat.

Toate metodele empirice, bazate pe folosirea

parametrilor meteorologici în scopul stabilirii cerințelor de irigație pentru diferite culturi, necesită o adaptare locală.

Mai trebuie reținut, din cele prezentate, că metodele meteorologice (bazate pe parametri meteorologici) stabilesc evapotranspirația potențială  $E_p$ , referindu-se deci la condițiile completei saturații a vaporilor de apă deasupra terenului ocupat de cultura al cărui consum de apă se caută a se determina.

Fără îndoială că în fixarea necesităților de irigație, în special în procesul de exploatare, de administrarea udărilor, se va avea în vedere că evapotranspirația  $E_t$  reprezintă o fracțiune din  $E_p$ .

De exemplu, J.D. Kalma a găsit (1969, Israel) într-o plantație de portocali bine irigată că  $E_t$  reprezintă numai 22% din  $E_p$  calculată prin ecuația 30.

În procesul de proiectare, trebuind să asigurăm apa în limita unor cerințe maxime probabile (optime din punct de vedere tehnic și organizatoric, v. subcapitolele 3.4 și 3.5) se va folosi  $E_p$  (v. subcapitolele 3.2; 3.4; 3.5).

**Posibilități de reducere a debitului de calcul, prin reducerea evapotranspirației „ $E_p$ ”, pe terenurile irigate.** [16] Proiectanții, constructorii și beneficiarii sistemelor de irigații trebuie să-și concentreze eforturile pentru reducerea evapotranspirației potențiale ( $E_p$ ), care condiționează debitul de calcul, respectiv dimensiunile sistemului de irigații și condițiile de exploatare.

Studiile lui Ido Seginer (1967), cu privire la factorii principali care afectează economia de apă, au arătat că albedoul și umiditatea suprafeței sunt factori dominanți, vântul, rugozitatea suprafeței, stratificația termică având o importanță secundară.

Folosirea apei de către culturile agricole irigate poate fi redată de factorii atmosferici, cel mai important dintre aceștia fiind radiația primită. Creșterea radiației primite duce la creșterea tuturor factorilor disipatori, flux sensibil de căldură în sol, flux sensibil de căldură în aer, flux latent de căldură în aer, suma lor fiind *radiația netă*. Radiația netă nu este un factor pur atmosferic, ci este influențată puternic de proprietățile suprafeței, cele mai importante fiind reflexia și umiditatea. Efectul reflexivității asupra radiației nete este mai direct decât al umidității.

Creșterea albedoului pe suprafețele agricole duce la reducerea evapotranspirației. Schimbarea reflexiei suprafeței (a albedoului) afectează indirect unii componenți ai balanței radiației. Descreșterea componentei căldură latentă (a radiațiilor nete) poate duce la controlul evapotranspirației pe terenurile irigate, în sensul descreșterii acesteia. Schimbarea reflexiei la suprafață pentru diferite părți ale spectrului afectează radiația netă, deci implicit și evapotranspirația.

Aproximativ jumătate din radiația solară fiind în apropierea infraroșului și măbind reflexivitatea (cu materiale de acoperire cu reflexivitate selectivă) cu 40%, produce o reflexie suplimentară de 20% din radiația solară primită, care afectează substanțial radiația netă. Trebuie luat în considerație și posibilitatea reducerii prin absorbție a radiațiilor de undă scurtă, care poate duce la reducerea radiației nete, dar reduce și viteza fotosintezei (consum de apă sau evapotranspirație mai mică, dar și producție diminuată).

Din acest punct de vedere, problema devine mai complexă, optimul situându-se între fotosinteză maximă și evapotranspirație minimă.

O creștere moderată a reflexivității radiațiilor vizibile are efect neînsemnat asupra fotosintezei (factorul limită fiind  $\text{CO}_2$  disponibil, cu influență mai mare decât lumina).

Reducerea radiației nete tinde să reducă temperatura plantelor, reducând viteza de respirație, care ajută la menținerea fotosintezei la un nivel ridicat în câmp.

Creșterea reflexivității la suprafața foliară poate determina o distribuție mai bună a luminii în adâncimea masei foliare, stimulând astfel activitatea fotosintetică a frunzelor de la bază, având deci un efect favorabil.

Rezolvarea problemei reducerii evapotranspirației, prin creșterea cantitativă a albedoului, impune calculul balanței energiei, rezolvând ecuațiile diferențiale ale transferului de căldură.

*În atmosferă:*

1) Transfer de moment:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \alpha(v - g_y) + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial z} \left( \rho K \frac{\partial u}{\partial z} \right) \quad (41)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} = \alpha(g_x - u) + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial z} \left( \rho K \frac{\partial v}{\partial z} \right) \quad (42)$$

2) Transferul vaporilor de apă:

$$\frac{\partial q}{\partial t} = \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial z} \left( \rho K \frac{\partial q}{\partial z} \right) \quad (43)$$

3) Transferul căldurii sensibile;

$$\frac{\partial q}{\partial t} = \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial z} \left( \rho K \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) - \frac{1}{\rho c_p} \frac{\partial N}{\partial z} \quad (44)$$

*În sol:*

1) Transfer de căldură:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = \frac{k_s}{c_s} \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \quad (45)$$

unde:

$u, v$  sunt componentele orizontale ale vitezei vântului pe direcțiile  $x$  și  $y$ ;

$q$  – umiditatea specifică;

$\theta$  – temperatura potențială;

$T$  – temperatura solului;

$\alpha$  – coeficientul lui Coriolis ( $\alpha = 2\Omega \sin \varphi$ );

$\Omega$  – viteza unghiulară a Pământului;

$\varphi$  – latitudinea;

$q_x, q_y$  – componentele vitezei vântului geostropic pe direcțiile  $x, y$ ;

$\rho$  – densitatea aerului;

$c_p$  – capacitatea de căldură a aerului la presiunea constantă;

$N$  – fluxul radiației nete de undă lungă;

$k_s$  – conductivitatea de căldură a solului;

$c_s$  – capacitatea volumetrică de căldură a solului;

$t$  – timpul;

$z$  – ordonata;

$K$  – coeficient de transfer:

$$K = l^2 \sqrt{\left(\frac{\partial u}{\partial z}\right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial z}\right)^2} \cdot F(R_i) \quad (46)$$

$l$  este lungimea de amestecare adiabatică;

$F(R_i)$  – funcție empirică de numărul lui Richardson;

$$l = l_0 \left( 1 - e^{-K_1 \frac{z}{l_0}} \right) \quad (47)$$

$l_0$  este constantă;

$K_1$  – constanta lui Karman

Valorile lui  $F(R_i)$  sunt:

$$F(R_i) = \begin{cases} \sqrt{1-18R_i} & \text{pentru } R_i \leq 0 \\ (1-4,5R_i)^2 & \text{pentru } 0 < R_i \leq 0,222 \\ 0 & \text{pentru } R_i > 0,222 \end{cases} \quad (48)$$

Prin câteva artificii de calcul se ajunge la relațiile:

$$\begin{cases} R = c \cos \xi A^{\sec \xi} & \text{pentru } \cos \xi > 0 \\ R = 0 & \text{pentru } \cos \xi = 0 \end{cases} \quad (49)$$

$$\cos \xi = \sin \Phi \sin \delta + \cos \Phi \cos \delta \cos h \quad (50)$$

în care:

$R$  este radiația solară la suprafață;

$e$  – constanta solară ( $\sim 2 \text{ cal/cm}^2 \text{ min}$ );

$\xi$  – unghiul zenital al soarelui;

$\Phi$  – latitudinea;

$\delta$  – declinația soarelui;

$h$  – unghiul orei (zero la prânz,  $\pi$  la miezul nopții);

$A$  – coeficient de transmisie.

Ecuatiile de transfer ale radiației nete de undă lungă sunt:

– la suprafață:

$$R_s = [1 - \varepsilon(W_s - W_r)] \varepsilon_s \sigma T_s^4 \quad (51)$$

– deasupra masei foliare:

$$R_t = -B(o) \varepsilon(W_r) - \int_0^{w_r} \varepsilon(W_r - W) dB(W) \quad (52)$$

– sub masa foliară:

$$R_b = B(W_s) \varepsilon(W_s - W_r) - \int_{w_r}^{w_s} \varepsilon(W - W_r) dB(W) \quad (53)$$

– cele reflectate de suprafață:

$$R_r = -(1 - \varepsilon_s) [B(W_s) \varepsilon(W_s - W_r) - B(o) \varepsilon \cdot (2W_s - W_r) - \int_0^{w_r} \varepsilon(2W_s - W_r - W) dB(W)] \quad (54)$$

unde:

$W$  este cantitatea de apă precipitată în atmosferă;

$W_r, W_s$  – valorile lui  $W$  la nivelele de referință (sub și deasupra masei foliare) și la suprafață;

$\varepsilon_s$  – emisivitatea suprafeței;

$\sigma$  – constanta lui Boltzman;

$T_s$  – temperatura absolută a suprafeței;

$B(W)$  – radiația corpului negru funcție de temperatură la nivelul indicat de  $W$  și  $\varepsilon(W)$ ;

$\varepsilon(W)$  – emisivitatea corpului negru;

Radiația netă din ecuația 44 simplificată devine:

$$N = R_s + R_t + R_b + R_r \quad (55)$$

iar ecuația bilanțului energiei:

$$(1 + a)R + \varepsilon(R_{ts} + T_s^4) + \alpha \cdot E + H + S = 0 \quad (56)$$

în care:

$a$  este albedoul;

$R_{ts}$  – radiația de undă lungă în aer;

$L$  – căldura latentă;

$E$  – viteza de evaporare;

$H$  – fluxul de căldură sensibil în aer;

$S$  – fluxul de căldură sensibil la sol.

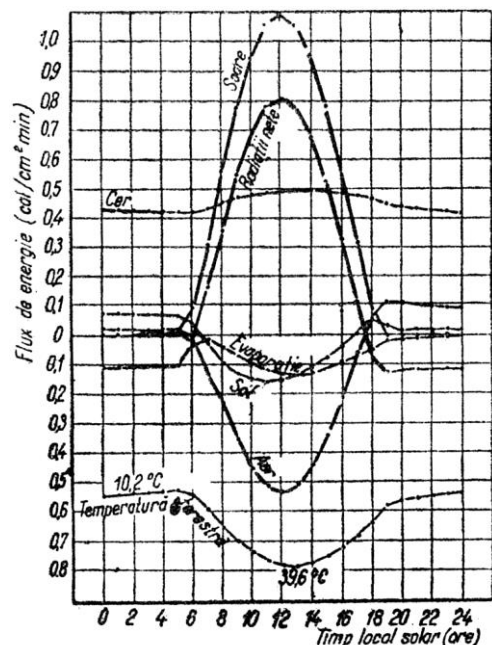
Aceste ecuații suplimentare, cu ecuații de stare sau cu ecuații hidrostatice, stau la baza dezvoltării oricărei ecuații de lucru.

Rezolvând ecuațiile de mai sus pentru anumite condiții inițiale, pentru albedo 0,25 (vegetație naturală) și 0,4, rezultă următoarele: din comparația figurii 3.10 cu figura 3.11 (albedo 0,4) rezultă o scădere de 20% a radiației solare absorbite și o reducere considerabilă – 27% a radiației nete (la fel a fluxului de căldură latentă în aer). Creșterea albedou n-a avut efect sensibil asupra temperaturii medii la suprafață și asupra vântului.

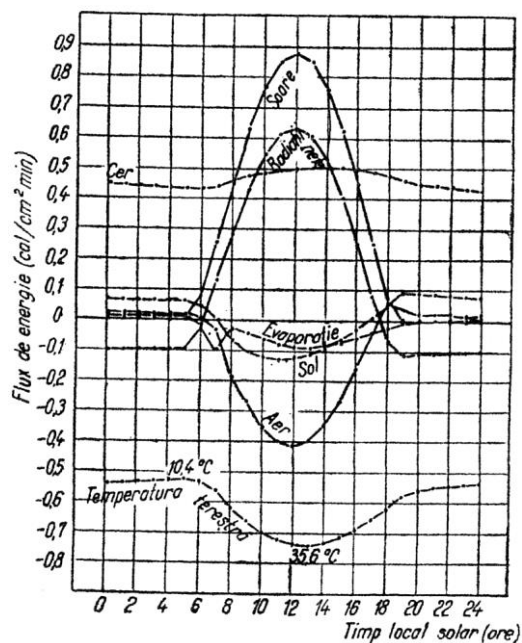
Pe baza relațiilor 41-56 s-a întocmit tabelul 3.11, din care se observă influența variației albedoului, a umidității, a vântului geostropic, a mărimii rugozității suprafeței și a gradientului de temperatură asupra: radiației solare absorbite, radiației solare de undă lungă, radiației primite la suprafață, radiației nete, căldurii în sol, căldurii sensibile în aer și evapotranspirației.

Elementul variabil hotărâtor, după cum se observă din tabelul 3.11, este albedoul (0,25 și 0,4), care a dus la reducerea medie a radiației nete cu 30% (echivalentul a 1,57 mm/zi de apă; 1 mm apă echivalent = 59

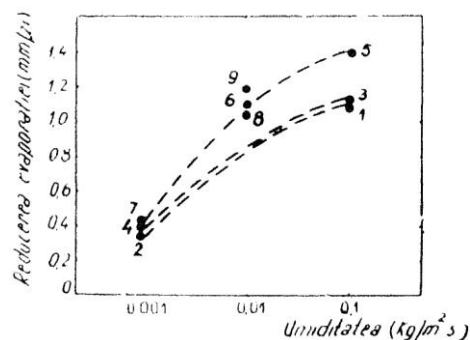
cal/cm<sup>2</sup>), a fluxului de căldură sensibil în aer 25,6%, iar a evaporației cu 29,7%. Influența variației albedoului asupra celorlalte elemente (temperaturi minime și maxime, depunerea de rouă, viteza vântului) este practic neglijabilă (fig. 3.12; 3.13; 3.14).



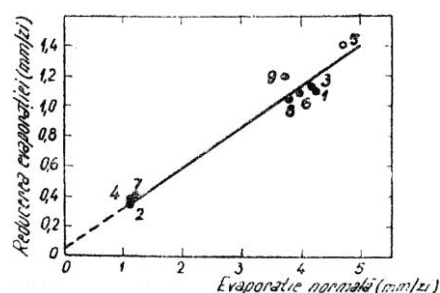
**Fig. 3.10.** Bugetul de energie calculat pentru suprafața uscată pentru 24 ore; cu  $\Delta t = 1$  min. (v. tabel 3.11): soare – radiația solară absorbită; cer – radiații de unde lungi îndreptate în jos; evaporația – flux latent de căldură; sol – flux sensibil de căldură în sol; aer – flux sensibil de căldură în aer; temperatură terestră – radiație emisă de suprafață (numerele de-a lungul ultimei curbe sunt minime și maxime ale temperaturii de suprafață).



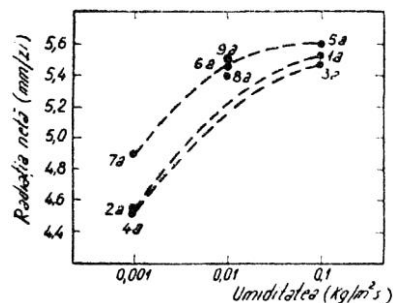
**Fig. 3.11.** Bugetul de energie calculat pentru suprafața uscată tratată să aibă un albedou ridicat de 0,4 (v. tabel 3.11).



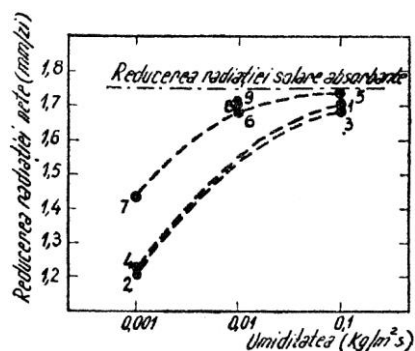
**Fig. 3.12.** Reducerea evaporației corespunzătoare creșterii albedoului (de la 0,25 la 0,4), în funcție de umiditatea suprafețe (numerele din figură se referă la perechile din tabelul 3.11).



**Fig. 3.13.** Reducerea evaporației corespunzătoare creșterii albedoului (de la 0,25 la 0,4), în funcție de evaporația normală cu albedoul natural (0,25) (numerele din figură se referă la perechile din tabelul 3.11).



**Fig. 3.14.** Efectul umidității suprafeței asupra radiației nete; radiația măsurată în echivalent de evaporație (numerele din figură se referă la perechile din tabelul 3.11).



**Fig. 3.15.** Reducerea radiației nete corespunzătoare creșterii albedoului (de la 0,25 la 0,4) în funcție de umiditatea suprafeței; radiația netă măsurată în echivalent de evaporație (numerele din figură se referă la perechile din tabelul 3.11).

**Tabelul 3.11.** Efectul albedoului asupra bugetului de energie

Variante	Gradient de temperatură potențială (°C/Km)	Mărima rugozității (m)	Vântul geostropic (m/s)	Umiditatea (kg/m <sup>2</sup> ·s)	Creșterea timpului (min.)	Albedoul	Radiația solară absorbită	Radiația de undă lungă venită în jos	Radiația la suprafață	Radiația netă	Căldura în sol	Căldura sensibilă în aer	Evaporația	Depunerea maximă a năcăturilor de rouă (mm)	Temperatura minimă la suprafață (°C)	Temperatura maximă la suprafață (°C)	Viteza maximă a vântului la 2 m (m/s)
1a	0	0,01	8	0,1	1	0,25	+8,74	+11,18	-14,40	+5,52	+0,21	-1,48	-4,24	0,26	10,3	26,6	5,1
1b	0	0,01	8	0,1	1	0,40	+6,99	+10,97	-14,14	+3,82	+0,38	-1,06	-3,14	0,38	10,8	24,4	5,2
b-a							-1,75	-0,21	+0,26	-1,70	+0,17	+0,42	+1,10				
b/a							0,80			0,69		0,72	0,74				
2a	0	0,01	8	0,001	1	0,25	+8,74	+11,08	-15,28	+4,53	+0,04	-3,52	-1,10	0,06	10,2	39,6	4,6
2b	0	0,01	8	0,001	1	0,40	+6,99	+11,25	-14,43	+3,31	+0,12	-2,67	-0,77	0,08	10,6	35,3	4,4
b-a							-1,75	+0,17	+0,35	-1,21	+0,08	+0,85	+0,33				
b/a							0,80			0,73		0,76	0,70				
3a	0	0,01	8	0,1	5	0,25	+8,74	+11,25	-14,51	+5,47	+0,16	-1,45	-4,18	0,30	11,4	26,5	5,2
3b	0	0,01	8	0,1	5	0,40	+6,99	+11,04	-14,24	+3,79	+0,33	-1,06	-3,06	0,38	11,4	24,4	5,2
b-a							-1,75	-0,21	+0,27	-1,68	+0,17	+0,39	+1,12				
b/a							0,80			0,69		0,73	0,73				
4a	0	0,01	8	0,001	5	0,25	+8,74	+11,12	-15,34	+4,52	+0,03	-3,46	-1,13	0,07	10,9	39,1	4,5
4b	0	0,01	8	0,001	5	0,40	+6,99	+11,30	-14,99	+3,30	+0,09	-2,64	-0,75	0,09	11,2	34,9	4,3
b-a							-1,75	+0,18	+0,35	-1,22	+0,06	+0,82	+0,38				
b/a							0,80			0,73		0,76	0,66				
5a	+3,5	0,01	8	0,1	5	0,25	+8,74	+11,96	-15,09	+5,60	+0,18	-1,07	-4,71	0,42	15,5	29,1	6,0
5b	+3,5	0,01	8	0,1	5	0,40	+6,99	+11,72	-14,84	+3,87	+0,27	-0,83	-3,31	0,40	14,5	27,6	6,1
b-a							-1,75	-0,24	+0,25	-1,73	+0,09	+0,24	+1,40				
b/a							0,80			0,69		0,78	0,70				
6a	+3,5	0,01	8	0,01	5	0,25	+8,74	+12,04	-15,32	+5,46	+0,03	-1,54	-3,95	0,21	14,3	33,0	6,3
6b	+3,5	0,01	8	0,01	5	0,40	+6,99	+11,78	-14,99	+3,78	+0,20	-1,11	-2,87	0,22	14,3	30,4	6,2
b-a							-1,75	-0,26	+0,33	-1,68	+0,17	+0,43	+1,08				
b/a							0,80			0,69		0,72	0,73				
7a	+3,5	0,01	8	0,001	5	0,25	+8,74	+12,37	-16,23	+4,88	-0,17	-3,50	-1,22	0,04	15,1	42,2	6,4
7b	+3,5	0,01	8	0,001	5	0,40	+6,99	+12,00	-15,54	+3,45	+0,04	-2,67	-0,82	0,06	13,7	36,5	6,0
b-a							-1,75	-0,37	+0,69	-1,43	+0,21	+0,83	+0,40				
b/a							0,80			0,71		0,76	0,67				
8a	+3,5	0,01	12	0,01	5	0,25	+8,74	+12,03	-15,35	+5,42	+0,03	-1,66	-3,78	0,26	15,7	32,2	7,6
8b	+3,5	0,01	12	0,01	5	0,40	+6,99	+11,77	-15,04	+3,72	+0,17	-1,15	-2,74	0,30	15,9	29,7	7,7
b-a							-1,75	-0,26	+0,31	-1,70	+0,14	+0,51	+1,04				
b/a							0,80			0,69		0,69	0,72				
9a	+3,5	0,05		0,01	5	0,25	+8,74	+12,00	-15,27	+5,47	+0,04	-1,78	-3,73	0,32	16,2	31,2	5,3
9b	+35	0,05		0,01	5	0,40	+6,99	+11,7	-14,99	+3,76	+0,16	-1,39	-2,54	0,33	16,2	28,9	5,4
b-a			12				-1,75	-0,24	+0,28	-1,71	+0,12	+0,39	+1,19				
b/a			12				0,80			0,69		0,78	0,68				

Variația factorului umiditate are o influență hotărâtoare în reducerea evaporației și a radiațiilor nete. Crescând umiditatea (fig. 3.15) de 10 ori, crește evaporația funcție de umiditatea absolută (de 2,2 ori la umidități 0,001 kg/m<sup>2</sup>s și 0,2 ori pentru 0,01 kg/m<sup>2</sup>s). Variația umidității, în schimb, are influență și asupra celorlalte elemente ale bugetului energiei.

Cele arătate mai sus sunt valabile pentru cer senin, teren omogen și nelimitat (infinat). Economia de apă, în valoare absolută, nu poate fi mai mică la un câmp neomogen, supus efectelor advecive. Procentual, economia de apă, în cazul fenomenelor advecive, mărind albedoul, este mai mică, cel din urmă afectând numai radiațiile de undă scurtă și nu fluxul de căldură sensibil în aer.

**Concluzii.** Albedoul și umiditatea suprafeței sunt factorii principali care determină viteza evaporației pentru o anumită radiație solară primită. Alți factori, locali și atmosferici, au importanță secundară.

Reducerea procentuală a evaporației este practic independentă de umiditate (a solului). În câmp umed, albedoul, crescând de la 0,25 la 0,40, aduce economii de apă de 28%.

Modificările mici ale albedoului produc economii de apă proporționale cu acestea (v. fig. 3.13, creștere liniară).

Reflexia radiației solare, echivalentă cu 1,75 mm apă, aduce economii de 1 mm de apă (v. fig. 3.13 variație liniară).

Calculul efectuate de Ido Seginer, prezentate anterior, sunt verificate prin experimentări de simulare pe model.

### 3.3.3. COMPLEXUL „CLIMĂ – IRIGAȚII” ȘI EVAPOTRANSPIRAȚIA

Când evapotranspirația devine proces dominant, conducând la un nivel critic al apei în plantă, cu efecte negative asupra producției, se impune irigația.

Proprietățile fizice ale solului și caracteristicile fiziologice ale plantelor, intensificând sau reducând rolul climatului, determină natura și tehnica irigației și dependența acesteia de climat.

Exprimarea numerică a celor două procese antagoniste ( $P$  – precipitații și  $E$  – evaporația), în indici ce caracterizează climatul (W. Köppen, 1936, și C. W. Thornthwaite, 1948) a condus la cartografierea climatului în patru mari zone, legate de practica irigației [7]: aride, semiaride, subumede și umede.

Date asupra  $E$  pe glob sunt reduse, aceasta ( $E$ ) depinzând de un mare număr de factori meteorologici, mulți dificil de măsurat, spre deosebire de  $P$ , care sunt suficient de bine cunoscute la scară mondială.

O hartă asupra repartiției  $E$  pe glob a fost în-

tocmită numai în 1963 (Budyko, M.I.).

Radiația solară  $R_s$ , fiind factorul de bază (v. 3.3.1 și 3.3.2) în estimarea  $E$ , este folosită pe scară mondială [6] pentru descrierea și caracterizarea zonelor climatice.

**Climatele din zona aridă.** Delimitate prin izohieta de 250 mm medie anuală a precipitațiilor, climatele din zona aridă prezintă pentru irigații următoarele caracteristici:

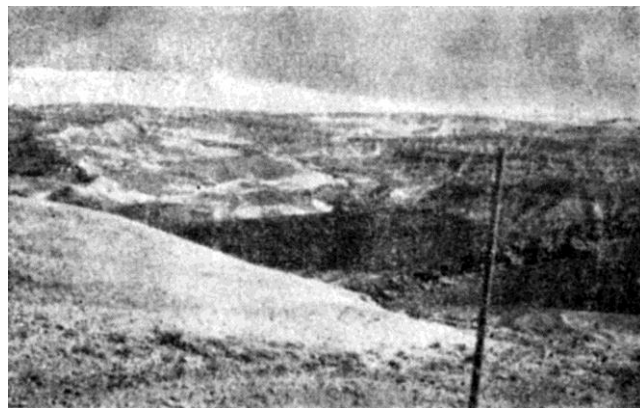
- ploile încetând să fie un factor ecologic de producție, plantele nu pot fi cultivate fără irigații în nici un anotimp, iar balanța apei la plantele cultivate este limitată numai la irigații;

- ploile sunt rare, cu cădere neregulată și greu (sau imposibil) de prognosticat;

- în zonele de deșert pot apare succesiuni de ani lipsiți complet de precipitații, iar atunci când cad acestea, fiind torențiale, provoacă inundații și eroziuni devastatoare (de exemplu, în deșertul Neghev – Marea Moartă, fig. 3.16);

- evaporația  $E$  este mare, radiațiile solare fiind foarte ridicate, iar umiditatea atmosferică scăzută (excepție face Deșertul Rajasthan – India, unde  $U_r$  este ridicată, iar conținutul mare de praf din atmosferă reduce intensitatea radiației solare);

- resursele locale de apă pentru irigații, dacă nu lipsesc în totalitate, nu pot fi satisfăcătoare; resursele subterane, fiind limitate, nu pot asigura decât irigarea unor zone restrânse. Oazele sunt condiționate de existența la suprafață a apelor freatice.



**Fig. 3.16.** Deșertul Neghev – Marea Moartă. Eroziuni și torenți în deșert (foto autor, 1970).

În tabelul 3.12 sunt prezentate elementele determinante ale evaporației pentru trei subzone caracteristice ale climatului arid [6].

- climatul de la Assuan – Egipt este tipic de deșert: precipitații inexistente, temperatura anuală ridicată, cu veri toride, radiația solară cu cele mai ridicate valori de pe glob (220);

- climatul de la Astrahan – fosta Uniune Sovietică (Volga – Marea Caspică) caracterizează stepele

aride, continentale, cu latitudini medii;

– climatul de la Alice Springs caracterizează o altă etapă aridă din centrul Australiei cu evaporare puternică, datorită intensității radiației solare (190) și temperaturilor ridicate.

Dezvoltarea unei agriculturi intensive, în zona aridă, este condiționată de introducerea irigațiilor, cu sisteme cât mai eficiente cu funcționare continuă.

Sursele de apă fiind rare, sunt necesare adesea aducțiuni de la distanțe mari și crearea de rezerve – acumulări.

**Tabelul 3.12.** Distribuția precipitațiilor medii lunare  $P$ , a temperaturilor aerului  $T$  (după Trewartha, 1954) și a radiațiilor solare anuale (după Budyko, 1958), în climatul arid [7].

	Assuan, Egipt (deșert)		Astrahan – fosta Uniune Sovietică (stepă aridă continentală)		Alice-Springs Australia (stepă aridă centrală)	
	$T(^{\circ}\text{C})$	$P(\text{mm})$	$T(^{\circ}\text{C})$	$P(\text{mm})$	$T(^{\circ}\text{C})$	$P(\text{mm})$
Ianuarie	15	0	-7	13	29	46
Februarie	17	0	-6	8	28	43
Martie	21	0	0	10	25	33
Aprilie	26	0	9	13	20	23
Mai	29	0	18	18	16	15
Iunie	32	0	23	18	12	15
Iulie	33	0	25	13	11	10
August	32	0	23	13	14	10
Septembrie	31	0	17	13	19	10
Octombrie	28	0	10	10	23	18
Noiembrie	22	0	3	10	27	23
Decembrie	17	0	-3	13	28	33
Media	25		9,3		21	
Total	0		152		279	
Radiația solară $\text{Kcal}\cdot\text{cm}^{-2}\cdot\text{an}^{-1}$	220		130		190	

**Climatele din zona semiaridă.** Aceste climate sunt caracterizate prin variații foarte mari și delimitează regiunile în care deficitul de precipitații impune irigarea culturilor. Fără irigații producțiile sunt foarte scăzute și limitate la un număr redus de specii.

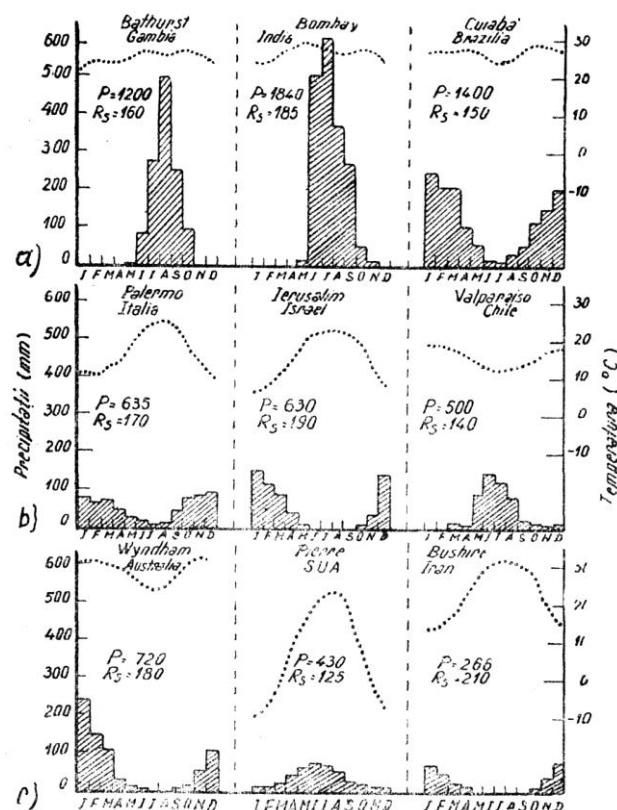
Din punct de vedere al tehnicii irigației, în zona semiaridă se pot distinge trei entități climatologice, cu diferențe considerabile în cantitatea totală (anuală) a precipitațiilor, precum și în repartitia acestora de-a lungul anului (fig. 3.17): climatul de savană tropicală; climatul subtropical mediteranean și climatul de stepă.

*Climatul de savană*, care ocupă cea mai întinsă parte din zona intertropicală, se caracterizează prin: temperatură ridicată în timpul anului, cu un maxim în perioada ploioasă; o reducere simțitoare (micșorare) a ritmului de dezvoltare a plantelor, în sezonul uscat; speciile pierd frunzele, iar cele anuale dispar; majori-

tatea plantelor tropicale și mezoterme au asigurate condițiile de temperatură pentru întreg ciclul de dezvoltare.

Rolul irigației, în acest climat, constă în prelungirea perioadei de creștere potențială, ca și în sporirea diversității culturilor.

*Climatul mediteranean*, situat la limita dintre climatul tropical și temperat (în jurul Mării Mediterane, precum și în Africa de Sud, Australia de Sud, California și Chile), se caracterizează prin: iarnă ușoară, dar bine delimitată, în timpul căreia se înregistrează un maxim de precipitații; vară caldă și fără ploaie; cantitate variabilă de precipitații de la an la an, fără posibilitatea certă a unei prognoze. Riscul compromiterii culturilor sau a unor producții nesatisfăcătoare este foarte mare. De asemenea, nici un anotimp nu este propice unei vegetații luxuriante. Vegetația naturală este formată din pomi mici, cu frunze necăzătoare, adaptați la condiții de mediu uscat.



**Fig. 3.17.** Diagrame pluviometrice lunare pentru diferite tipuri de climat semiarid (după Trewartha, 1954) și date asupra mediei anuale a radiațiilor solare (după Budyko, 1958) [17]: a – climat de savană tropicală; b – climat mediteranean; c – climat de stepă;  $P$  – precipitații medii anuale (mm/an); partea hașurată – precipitații medii lunare (mm/lună);  $R_s$  – radiația solară ( $\text{kcal}\cdot\text{cm}^{-2}\cdot\text{an}^{-1}$ ); ... – temperatura medie lunară ( $^{\circ}\text{C}$ ).

Agricultura neirigată de vară este limitată la un număr redus de specii, cu perioade scurte de creștere, sau la plante cu un sistem radicular puternic, pentru



folosirea umidității înmagazinată în adâncime. Culturile de iarnă, având extindere mai mare (grâul), se seamănă după prima ploaie și se recoltează primăvara târziu sau la începutul verii.

Introducerea irigației, în condițiile favorabile de fotosinteză din acest climat (datorită energiei solare din lunile de vară), conduce la eliminarea riscului compromiterii culturilor, folosirea unui mare număr de culturi în timpul verii, cultivarea plantelor perene, inclusiv pomii fructiferi, recolte mari și sigure.

*Climatul de stepă* prezintă numeroase variații „uscate”, care fac tranziția între climatele din zona aridă (deșert) și semiaridă (savană, mediteranean), spre climatele subumede (din zona temperată).

Climatul de stepă ocupă suprafețe mari în ambele emisfere; în emisfera nordică, în America de Nord, Asia Centrală, în India, în Orientul Mijlociu și Africa de Nord, iar în emisfera sudică în Australia, Africa de Sud și Argentina.

Acest climat se caracterizează prin:

– asociația dintre lipsa de precipitații și evapotranspirația ridicată; condiții optime pentru o agricultură intensivă irigată, dar subdezvoltată fără irigații. Climatul este favorabil culturilor cerealiere. Zonele umede ale climatului de stepă sunt cele mai mari producătoare de grâu ale lumii. Pe măsură ce ariditatea crește, producțiile descresc, iar riscul compromiterii culturilor este mai frecvent. Zootehnia înregistrează aici o dezvoltare maximă, pășunile fiind specifice acestui climat. Ca și în situația climatului mediteranean, irigațiile – în condițiile radiațiilor solare ridicate din climatul de stepă – sunt favorabile producțiilor agricole mari, condu-când la transformarea stepei în terenuri foarte productive, cu agricultură intensivă și sigură.

**Climatele subumede.** Se aseamănă cu cele umede, dar au precipitații mai scăzute și cu o distribuție variabilă în timp, iar valoarea radiațiilor solare este ușor ridicată, indicând o evaporație care poate să fie mare (tab. 3.13)

Acest climat se mai caracterizează prin: perioade scurte lipsite de ploi; perioade îndelungate (anuale sau multianuale) cu precipitații abundente, intercalate cu frecvente secete de lungă durată (de exemplu, perioada ploioasă 1989-1973, intercalată cu lungi perioade de secetă – ca de exemplu iulie – septembrie 1973 în România).

În aceste perioade secetoase, balanța apei în plantă fiind deficitară, din cauza evaporației ridicate, apar stadii critice în dezvoltarea culturilor.

Rolul irigației în condițiile acestui climat se concentrează spre echilibrarea balanței de apă în plantă, în perioadele deficitare.

Variațiile mari de precipitații de la an la an și repartiția destul de neregulată condiționează adoptarea

anumitor scheme, soluții și tipuri de sisteme de irigații, cu funcționări la „cerere”, sau «comandate» de variația balanței de apă din plantă. Schemele largi, pe teritorii vaste de irigații, se vor alege cu mult discernământ în zonele acestui climat.

Pentru culturile valoroase, pentru plantele legumicole și în alte scopuri (de exemplu antigel), irigația este obligatorie și în această zonă climatică.

**Tabelul 3.13.** Distribuția precipitațiilor medii lunare și valoarea radiației solare anuale, pentru climatul subumed

Zone, luni	Manaos – Brazilia	Ho Și Min – Vietnam	Kiev – fosta U.R.S.S.	Omaha – S.U.A.	Mukden – China	Uppsala – Suedia	București – România
Ianuarie	211	23	28	18	5	33	30
Februarie	203	4	20	23	8	28	28
Martie	26	6	88	33	22	30	43
Aprilie	213	43	43	71	28	30	51
Mai	167	205	43	104	56	43	63
Iunie	99	320	61	119	86	51	84
Iulie	46	281	76	102	160	69	71
August	33	279	61	81	152	71	48
Septembrie	35	328	43	76	84	51	38
Octombrie	117	281	43	58	46	53	38
Noiembrie	114	94	38	28	25	43	48
Decembrie	203	79	38	23	5	41	43
Total anual (mm)	1652	1955	532	736	677	543	585
Radiația solară globală anuală (kcal·cm <sup>-2</sup> ·an <sup>-1</sup> )	150	140	110	110	110	80	130

**Climatele umede.** Aceste climate au o răspândire foarte mare pe glob, ocupând, din punct de vedere al latitudinii, două poziții:

I – de-a lungul Ecuatorului, între latitudinile de 10° și 20°. Zonele ploioase cu păduri din centrul Africii și nordul Braziliei constituie exemple tipice; acestea sunt climatele umede, calde;

II – răspândite sub influența oceanică, în nordul și sudul Americii, Europei și Asiei. Acestea sunt climatele umede, reci.

Climatele umede se caracterizează prin: precipitații bogate, egale sau superioare evaporației atmosferice, pentru cea mai mare parte a anului; precipitații abundente în cele două zone: sub formă de ploi în zona I (ecuatorială) și sub formă de zăpezi și cețuri în zona a II-a (oceanică cu latitudini mari). Prezența munților face să crească media anuală a precipitațiilor; distribuția regulată, a precipitațiilor, în cursul anului, cu variații mici de la un an la altul.

Secetele pot apărea în mod sporadic, fără a pune în pericol culturile (Trewartha G.T., 1954). Norii abundenți, reducând incidența radiațiilor solare, diminuează ritmul de evaporare, menținându-se astfel o balanță în apă favorabilă vegetației.

Irigația, practic inutilă în condițiile bilanțului hidric de aici, devine necesară în cazul solurilor nisipoase, cu capacitate scăzută de reținere a apei, a necesității protejării culturilor contra grindinei, precum și în plantații speciale și sere.

### 3.4. PROBLEME DE FIZICA SOLULUI ȘI ELEMENTE TEHNICO-ORGANIZATORICE ALE UDĂRILOR IMPLICATE ÎN PROIECTAREA DEBITULUI

#### 3.4.1. FACTORI NATURALI ȘI ELEMENTE TEHNICO-ORGANIZATORICE

Stabilirea cerinței de irigație și a debitului specific reclamă cunoașterea solului, ca rezervor natural de apă, a apei disponibile pentru plante, a dozei maxime și a practicii de udare.

**Solul.** Rezervor și regulator natural de umiditate, solul este acela care asigură creșterea și deci alimentarea continuă cu umiditate a plantelor, indiferent de sursa și de modul de repartiție. Plantele consumă apă continuu, în timp ce precipitațiile cad intermitent, foarte rare și insuficiente în regiunile aride, suficiente și chiar abundente în alte regiuni.

Acest rezervor natural, solul, capabil să acumuleze apa până la capacitatea totală, ajunge, după lungi perioade de secetă, să nu mai poată furniza plantelor umiditatea, nici la plafonul minim al cerințelor. Irigația ce se practică intermitent este asemănătoare ploilor naturale.

Umectarea solului se va face la intervale stabilite, în funcție de criterii economice, astfel încât cheltuielile de construcții, montaj, exploatare, personal să fie reduse, și de criterii tehnice (agrotehnice), astfel ca umplerea cu apă a profilului de sol interesat să fie cât mai aproape de limita superioară, fără a se provoca pierderi inutile de apă.

**Apa disponibilă pentru plante.** Plantele pot valorifica apa din sol aflată între plafonul minim, situat deasupra coeficientului de ofilire ( $C_0$ ) (de exemplu  $C_0 = 17\%$  din volumul solului) și plafonul maxim stabilit la nivelul capacității de câmp ( $C$ ) (de exemplu  $C = 32\%$  din volumul solului) (fig. 3.18).

Depășirea plafonului maxim poate conduce la

asfixierea plantelor, dacă acesta se menține un timp mai îndelungat, sau la pierderea rapidă a apei, fără a fi valorificată în scopul pentru care a fost adusă cu cheltuieli mari.

Coborârea umidității sub plafonul minim face apa greu accesibilă pentru plante. Totuși se poate discuta de un volum disponibil de apă în sol ( $V_d$ ), cuprins între  $C$  și  $C_0$ , a cărui satisfacere reprezintă însăși acțiunea de irigare. Pentru  $1 \text{ m}^3$  sol, acest volum este:

$$V_d = 1 \text{ m}^3 (0,32 - 0,17) = 0,15 \text{ m}^3 = 150 \text{ l.}$$

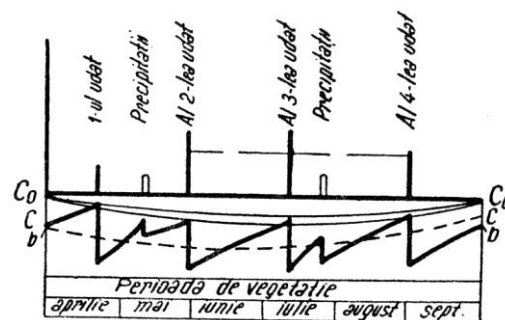


Fig. 3.18. Graficul determinării duratei dintre udări și al mărimii norme de udare, în funcție de umiditatea solului:  $C_0$  – coeficient de ofilire;  $C$  – capacitate de câmp.

**Doza (norma) maximă de udare ( $D_{mx}$ ).** Este definită prin cantitatea maximă de apă care se dă la o udare suprafeței de un ha, cultivată cu o anumită cultură. Doza maximă de udare este în funcție de proprietățile hidrofizice ale solului și de adâncimea stratului de sol activ (în care se desfășoară activitatea rădăcinilor plantelor).

Plantele valorifică umiditatea din sol numai în măsura în care se găsește accesibilă în zona rădăcinilor; absorbția va fi variabilă deci cu adâncimea și densitatea sistemului radicular (tab. 3.14)

**Tabelul 3.14.** Exemplu de valorificare a umidității, pe profilul solului, de către sistemul radicular al lucernei [2]

Adâncimea pe profil în straturi succesive, de câte 0,30 m	0	0,30	0,60	0,90	1,20	1,50	1,80
Procentul de activitate radiculară (% din activitatea totală)	–	47%	15%	15%	12%	8%	3%

În primul strat de 0,30 m (arabil), rădăcinile valorifică în cea mai mare proporție (47%) umiditatea, datorită faptului că este cel mai populat (cu rădăcini), fiind mediul bine aerat și bogat în tot felul de elemente nutritive. Activitatea descrește de sus în jos pe profil. Tabelul 3.14 arată destul de sugestiv limitele unor umectări raționale (pentru lucernă).

Celelalte culturi, cu rădăcini superficiale, profită îndeosebi de umiditatea straturilor superioare: culturile

de zarzavat, până la 0,35-0,40 m, iar culturile industriale, până la max. 0,60 m.

Din exemplul anterior, cu  $C_0 = 0,17$  și  $C = 0,32$ , aplicat suprafeței de 1 ha (10.000 m<sup>2</sup>) pentru o cultură cu o adâncime utilă de udare de 0,60 m, rezultă următoarea doză maximă  $D_{mx}$ :

$$D_{mx} = 10.000 \text{ m}^2 \times 0,60 \text{ m} \times (0,32 - 0,17) = 900 \text{ m}^3/\text{ha}.$$

Rezultă că pentru fiecare caz în parte este necesară cunoașterea caracteristicilor hidrofizice ale solului și adâncimea utilă a rădăcinilor (stratul activ de sol). Desigur că nu trebuie așteptată atingerea  $C_0$  pentru administrarea unei udări; umiditatea este accesibilă între  $C$  și  $p_m$  (plafon minim).

De asemenea, trebuie înțeles că în exemplul luat, ca și în cele spuse mai sus, problema a fost schematizată și simplificată la maximum. Plantele nu iau apa cu aceeași ușurință, oricare ar fi umiditatea solului între cele două plafoane; de asemenea, rădăcinile și evaporația nu epuizează umiditatea din sol în mod egal (uniform) pe toată adâncimea profilului interesat la udare. Sunt determinante trei cauze în analizarea procesului de udare (sau desecare) pe profilul solului: dezvoltarea abundentă a perilor absorbanți ai rădăcinilor în stratul superficial (0-20 cm) al profilului, evaporația fizică la suprafața solului și difuziunea capilară.

Aceste cauze explică umiditatea diferită pe profil: când stratul de la suprafață se apropie de punctul de ofilire ( $C_0$ ), straturile din adâncime pot avea încă umiditate medie suficientă. Rezultă de aici că udarea trebuie aplicată înainte ca umiditatea medie (a profilului) să atingă plafonul inferior. Pentru calcularea dozei maxime ( $D_{mx}$ ), trebuie să se țină cont de umiditatea exactă rămasă la diferite adâncimi în momentul când în straturile superioare umiditatea coboară până aproape de punctul de ofilire.

Practic, numai cu aparatură de precizie (electronică) se poate explora solul și măsura corespunzător sucțiunea ( $pF$ ) la diferite adâncimi. Cunoșcându-se relația ce exprimă  $pF$  funcție de umiditatea solului în cauză, se poate calcula exact deficitul de apă pe profilul de sol interesat (populat de stratul de rădăcini).

Doza maximă de udare ( $D_{mx}$ ) reprezintă, după cum s-a arătat în exemplul teoretic dat mai sus, cantitatea de apă ce se aduce la fiecare udare pentru atingerea plafonului superior. În mod real, nu se va aduce niciodată acest volum de apă, întrucât, după cum s-a văzut, pe profilul solului, în adâncime, există încă suficientă umiditate, în timp ce în straturile de la suprafață se înregistrează deja deficit de apă.

Noțiunea de doză maximă ( $D_{mx}$ ) este reținută în procesul de proiectare ca o limită superioară (teoretică), servind drept bază de calcul, de dimensionare. Practic, nu se poate apela la aceasta ( $D_{mx}$ ) decât în cazuri spe-

ciale: de exemplu, după o iarnă secetoasă sau la udările de aprovizionare, după lungi perioade de secetă.

**Doza practică ( $D_p$ ).** În procesul de exploatare, în perioada (lunile) cu cerințe maxime de apă, doza practică de udare ( $D_p$ ) nu depășește 2/3 din doza maximă [2]:

$$D_p = \frac{2}{3} D_{mx} = \frac{2}{3} \times 10.000 \times h \times (C - C_0) \quad (57)$$

în care:

$D_p$  este maximul dozei practice (m<sup>3</sup>/ha);

$D_{mx}$  – doza maximă (m<sup>3</sup>/ha);

$h$  – adâncimea utilă a plafonului de sol valorificat prin rădăcinile plantelor (m);

$C$  și  $C_0$  – punctul de reținere (capacitatea de câmp) și punctul de ofilire al solului respectiv, raportate la umiditatea de volum.

Punctul de ofilire definindu-se mai greu în practică și mai dificil de determinat cu precizie [2], tehnica franceză adoptă, în calculul dozei practice, următorul procedeu:

$$D_p = \frac{1}{3} \times 10.000 \times h \times C \quad (58)$$

adică se consideră că doza practică ( $D_p$ ) nu va depăși 1/3 din volumul total de apă conținut în profilul solului ( $h$ ), la punctul de reținere ( $C$ ). Cele două relații (57) și (58) conduc la rezultate numerice asemănătoare, pentru solurile agricole obișnuite, la care  $C \approx 2C_0$ .

### 3.4.2. INDICAȚII TEHNICO-APLICATIVE PENTRU UDĂRI

**Doza reală.** În ceea ce privește *doza practică* ( $D_p$ ), ea se aplică la fiecare udare, în timpul perioadei (lunilor) cu cerințe maxime de apă. Mărirea acestei doze ( $D_p$ ) trebuie bine analizată, pentru a nu fi redusă prea mult, deoarece aceasta ar conduce la un număr mai mare de udări, cu antrenarea cheltuielilor destul de ridicate cu mâna de lucru. Între aceste două mărimi, doza practică  $D_p$  și numărul de udări  $N$ , trebuie stabilită o legătură rezonabilă ca implicații tehnice, economice și organizatorice, ceea ce reclamă un studiu de optimizare.

*Doza* (cantitatea, norma) *de apă dată la o udare* trebuie adaptată exact la cerințele plantelor; această cantitate de apă va purta denumirea de *doză reală* ( $D_r$ ) și va fi [2]:

$$D_r \leq D_p \quad (59)$$

$$D_r = \frac{Q_l}{N} \quad (60)$$

în care:

$Q_l$  este cantitatea de apă lunară care se furnizează în lunile cele mai secetoase (m<sup>3</sup>/ha);

$$Q_l = 2592q \text{ (} q \text{ în l/s/ha),}$$

$N$  – numărul lunar de udări ( $N$  este număr întreg; se alege pentru  $N$  numărul cel mic, astfel ca inegalitatea (59) să fie respectată).

În timpul perioadelor (lunilor) în care cerințele de apă ale plantelor scad, este mai ușor (indicat) de a păstra fiecărei luni același număr de udări ( $N$ ), diminuând în schimb doza (volumul) de apă corespunzător, decât de a menține egale dozele (normele) de udare prin distanțarea udărilor, adică prin reducerea numărului de udări. Se adoptă deci soluția reducerii dozei de udare la o fracțiune din doza practică  $D_p$ , în avantajul problemelor legate de organizarea și programarea muncii, respectiv al menținerii numărului de udări.

Diminuarea dozei de udare se face pe seama reducerii adâncimii de umectare ( $h$ ), ceea ce nu va avea repercusiuni defavorabile, întrucât s-a arătat că stratul de sol de la suprafață în care perii absorbantți au dezvoltarea maximă este cel mai interesat în menținerea unei anumite umidități.

#### Limita și factorii alegerii condițiilor de udare.

Cadrul natural, concretizat prin: cerințele plantelor, climat și sol, determină:

- I: 1) debitul fictiv continuu lunar, impus prin plante și climă;  
2) doza practică de udare, fixată prin sol și plante;  
3) permeabilitatea solului, caracteristica determinantă în problemă.

Cu datele de mai sus se determină caracteristicile practice ale udării:

- II: 1) Intervalul (durata) dintre udări;  
2) debitul de folosit practic pentru udarea fiecărei parcele, debit numit *modul* sau „mână de apă”<sup>1</sup> [2];  
3) Suprafața parcelor primind succesiv udarea, sau suprafața unității parcelare;  
4) durata udării fiecărei parcele unitare.

Datele naturale limitează destul de mult alegerea elementelor – caracteristicilor practice ale udării (1, 2, 3, 4). Modulul trebuie să rezulte însă ca o valoare optimă economică și practică. Modulul odată ales și alăturat celor trei exigențe naturale (debit fictiv continuu, doză de udare, permeabilitatea solului), rezultă că implicit sunt rezolvate și alte condiții practice ale udării.

Pentru proiectare trebuie fixate relațiile de calcul care leagă cerințele (indicațiile) practice de datele impuse de natură (I + II).

**Definirea condițiilor practice de udare.** Aceste condiții se definesc prin mărimile date mai jos:

1. *Debitul fictiv continuu*  $q$  (l/s/ha), care se mai poate exprima și prin  $Q_l$  (m<sup>3</sup>/lună/ha), reprezentând, în

acest caz, cerințele globale în apă în cursul unei luni, pentru o suprafață de un ha ocupată cu o cultură.

Rezultă:

$$Q_l = q \cdot 10^{-3} (3600 \times 24 \times 30) \text{ sau } Q_l = 2592q \text{ (61)}$$

2. *Doza de udare*  $D$  (m<sup>3</sup>/ha), care se mai poate exprima și prin  $d$  (m coloană apă). Rezultă:

$$D = 10^4 d \text{ (62)}$$

3. *Permeabilitatea solului*, exprimată prin valoarea vitezei de filtrație a apei:  $P$  (cm/oră) sau  $K$  (m/s). Rezultă:

$$K = 0,28 \cdot 10^{-5} P \text{ (63)}$$

4. *Intervalul dintre udări*. Pornind de la indicațiile anterioare, că: doza practică de udare este  $D_p$  (pentru un ha cu o anumită cultură), că numărul de udări care se va da în cursul fiecărei luni de vegetație activă este  $N$  și că pentru a satisface cerințele plantelor este nevoie lunar de  $Q_l$  (m<sup>3</sup>/lună/ha), rezultă:

$$ND_p = Q_l \text{ (64)}$$

Cele  $N$  udări ale lunii succedându-se la intervale regulate  $T$ , urmează că:

$$N \cdot T = 1 \text{ lună (65)}$$

iar timpul  $T$ , dintre udare, este:

$$T = \frac{1000}{q} D_p \text{ (s) (66)}$$

Cunoscându-se cerința globală lunară de apă  $Q_l$  (m<sup>3</sup>/lună/ha) și doza practică de udare  $D_p$ , rezultă:

$$N = \frac{Q_l}{D_p} \text{ (64')}$$

În cele mai frecvente cazuri, rezultând pentru valoarea raportului 64' un număr zecimal, se adoptă în practica proiectării (și exploatării) pentru  $N$  un număr întreg, imediat superior celui ce exprimă raportul  $\frac{Q_l}{D_p}$ .

Pentru a preîntâmpina efectele dăunătoare ale aducerii unui volum suplimentar de apă în teren, prin rotunjirea (în plus) a fiecărei valori  $N$ , se adoptă, cum s-a mai precizat, o valoare mai mică a dozei de udare (diminuată proporțional cu întregirea lui  $N$ ) numită *doza reală*  $D_r < D_p$ .

Determinându-se, de exemplu, pentru  $N$  valori, ca: 8, 6, 5, 4, 3, 2, 1, vor rezulta respectiv pentru  $T$  valorile 3,5 zile, 5 zile, 6 zile, o săptămână, o decadă, două săptămâni sau o lună.

În funcție de sursa de apă (abundența și costul apei) se poate opina asupra soluției de alegere a variației, fie a intervalului dintre udări ( $N$ ), fie a dozei de udare ( $D$ ).

Cerințele de apă lunare  $Q_l$  (m<sup>3</sup>/ha) fiind variabile, verificarea relațiilor (64)  $Q_l = ND_p$  implică variația corespunzătoare a produsului  $N \cdot D_p$ , care practic se realizează prin modificarea fie a lui  $D_r$  fie a lui  $N$ .

<sup>1</sup> Nu este vorba de un debit adus de un singur om.

– *Cazul I* „menținerea constantă a numărului de udări  $N$ ”. Când apa este abundentă și ieftină (aducțiuni gravitaționale), udările se stabilesc în funcție de luna cea mai secetoasă, când  $Q_l$  este maxim.

Pentru luna cea mai secetoasă, se stabilesc valorile practice ale lui  $N$  și  $D_r$ . Această organizare a udărilor (pentru luna cea mai secetoasă) se păstrează și pentru restul lunilor de vegetație activă (fig. 3.19, a). Beneficiarii agricoli vor lua însă apa de care au efectiv nevoie, putând adopta una din cele două variante: fie diminuând doza  $D_r$  proporțional cu reducerea cerințelor lunare de apă  $Q_l$ , fie lăsând să treacă câteodată rândul lor de apă („turul de apă”), fără să o ia, fără să o folosească.

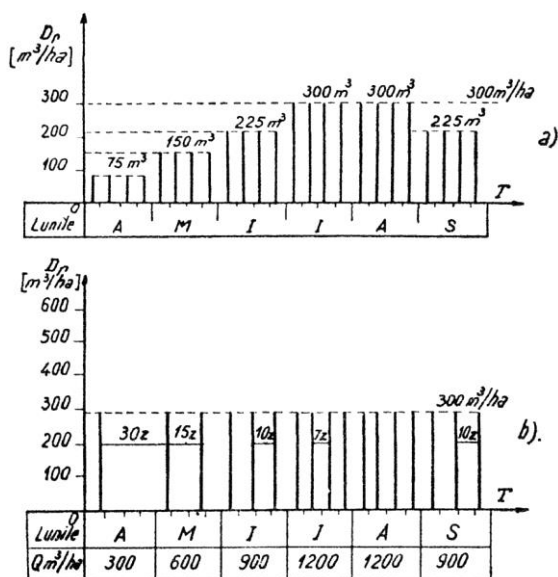


Fig. 3.19. Variația condițiilor de udare, după cerințele plantelor în cursul liniilor de vegetație activă: a – variația dozelor de udare; b – variația intervalului dintre udări.

– *Cazul II* „menținerea constantă a dozei de udare  $D_r$ ”. Când apa este scumpă și puțină trebuie să i se asigure cea mai bună utilizare. În acest caz se adoptă [2] procedeul distanțării udărilor, deci reducerea lui  $N$ , cu menținerea aceleiași doze de udare. Pentru acest caz (II) graficul udărilor va fi diferit pe luni (fig. 3.19, b).

În figura 3.19 se reprezintă fiecare udare printr-o perpendiculară pe abscisă, al cărui punct de sprijin indică ziua în care se aplică udarea. Lungimea perpendicularelor este proporțională cu doza de udare.

5. *Debitul practic de udare sau unitatea de debit („modulul”<sup>1</sup> sau «mâna de apă»<sup>2</sup>)*. Modulul ( $m$ ) (l/s sau  $m^3/s$ ) este debitul de apă de care dispune și pe care îl manipulează udătorul, pentru a-l deversa pe suprafața parcellară de irigat<sup>3</sup>. Acest debit asigură, în fiecare

udare, administrarea dozei de apă necesară, într-un timp practic necesar.

Doza practică de udare, care se administrează suprafeței de un ha la fiecare udare, poate avea valori destul de mari și variabile, începând cu:  $D_p = 300 m^3/ha$  (sau  $d_p = 0,03 m$ ) și ajungând la  $D_p = 1500 m^3/ha$  (sau  $d_p = 0,15 m$ ) și chiar mai mult.

Noțiunea de modul sau mână de apă rezultă din analizarea modulului de distribuție – deversare a apei de udat pe suprafața de udat (unitatea parcellară).

Teoretic, distribuția apei s-ar putea face prin trei procedee:

a) dându-se, deversându-se, dintr-o singură dată (brusc) întreaga doză suprafeței de un ha, acoperind-o uniform, cu un strat de apă ( $d_p$ ), care s-ar infiltra în timp, în funcție de permeabilitatea solului;

b) prin aducerea unui debit continuu, în tot timpul perioadei de irigare (de exemplu 1 l/s ha);

c) Deoarece soluțiile a și b sunt dificile, scumpe și practic imposibil de aplicat, s-a căutat soluția unui debit practic variabil (sau „mâna de apă”), care aplicat într-un timp rezonabil pe o anumită suprafață (unitatea parcellară), poate asigura administrarea întregii doze de udare (în acea durată de timp). Modulul  $m$  „mâna de apă” sau debitul de mână de apă de către udător variază între 20 și 100 l/s; frecvent era adoptată valoarea de 40 l/s, însă poate ajunge la 200 l/s și chiar 400 l/s (în S.U.A. pentru cultura mare), dar poate coborî și la 2,5 l/s, după metoda și tehnica de udare, ca și după aparatul folosit în distribuție (de exemplu, bornele de irigație distribuie la prize câte 2,5 l/s, 4 l/s, 8 l/s sau mai mult, în cazul alimentării aripilor de aspersiune).

La alegerea modulului de udare concură numeroși factori naturali, tehnici, organizatori și economici: metoda de irigare și udare, panta și nivelarea terenului, permeabilitatea solului, mărimea parcelei de irigat, tehnica, utilajul și aparatul folosit etc.

Cu cât metoda de udare este mai perfecționată, cu atât modulul poate să fie mai redus. De asemenea, cu cât suprafețele de udat sunt mai mici, de exemplu servite de un aspersor de mare performanță, se pot utiliza module mai mici, de 2-3 l/s. La fel, cu cât terenul este mai bine nivelat și are o pantă convenabilă, cu atât modulul poate să fie mai mic.

Permeabilitatea solului  $K$  – factor determinant în alegerea modulului și a întinderii suprafeței parcelei de udat – impune adoptarea acestor mărimi astfel ca apa, intrată la partea superioară a parcelei, să se infiltreze uniform pe toată lungimea sa (de exemplu, în cazul scurgerii la suprafață).

Un modul bine ales, în funcție de permeabilitatea solului, asigură administrarea întregii doze de udare în timpul stabilit ca rezonabil din punct de vedere tehnic și economic.

<sup>1</sup> Denumirea folosită în tehnica franceză, pe care o adoptăm și noi.

<sup>2</sup> Denumirea folosită în tehnica italiană.

<sup>3</sup> Poate fi fracțiune dintr-un ha sau mai multe ha, cum se va vedea în continuare.

Cele trei condiții enumerate (metoda de udare, panta și permeabilitatea terenului), luate corespunzător în seamă la stabilirea modulului, îi asigură o valoare practică, comodă și economică. Valorile modulului se înscriu în limite foarte largi, cum s-a arătat [2], între 2,5 și 400 l/s (limite extreme). Valoarea rezonabilă a modulului oscilează însă în jur de 40 l/s, fără a fi nici prea mare, nici prea mică. Această valoare corespunde de altfel cu debitul unei instalații sau agregat de aspersiune (de exemplu, o aripă cu aspersoare) sau cu debitul ce-l transportă o conductă flexibilă, un canal provizoriu de udare etc., respectiv cu debitul pe care îl manipulează udătorul. Desigur, după cum s-a arătat, acest debit, modul, poate ajunge și la 200-400 l/s în condiții speciale (de exemplu, agregate pivot de aspersiune și altele), dar și la 2-3 l/s, în cazul unui singur aspersor ce udă într-un parc.

Un modul prea mare nu poate să fie comod de mânuit de un udător și reclamă elemente de udare mari și scumpe, iar un modul prea mic nu se poate repartiza uniform pe o suprafață mai mare. Valorile curent adoptate ale modulului variază între 20 și 100 l/s; valoarea de 200 l/s trebuie considerată ca maximă.

Pentru rețelele de irigații moderne cu conducte, folosind aspersiunea ca metodă de udare, modulul are valori relativ mici, de 2,5-20 l/s, pentru intensități ale ploii ( $i \leq K$ ), de 2-20 mm/h sau  $0,5 \cdot 5 \cdot 10^{-6}$  m/s.

Debitele practice pot varia în aceeași rețea după prizele (bornele) de apă (între 2,5 l/s, 4 l/s, 8 l/s) și importanța suprafeței deservită prin priza (borna, hidrantul) respectivă.

6. *Unitatea parcellară (de udare) s*. Noțiunea se referă la suprafața care este alimentată simultan, la capătul superior, cu debitul de apă egal cu modulul. Din procesul de proiectare se organizează aceste unități de parcelare astfel ca să poată primi independent și simultan apă, din rețeaua de distribuție (deschisă sau închisă). Fiecare unitate parcellară (sau de udare) trebuie să fie capabilă să absoarbă modulul pe care-l primește. Mărimea acestei unități parcellare  $s$  se află cunoscându-se permeabilitatea solului la care corespunde o viteză de filtrație  $K$  (m/s) și modulul  $m$  ( $m^3/s$ ), de care se dispune, prin:

$$s = \frac{m}{K} \text{ (m}^2\text{)} \quad (67)$$

Relația 67 este valabilă pentru suprafețele udate într-un strat continuu prin revărsare (parcele sau fâșii); pentru celelalte metode de udare clasice (brazde),  $s$  va fi afectată de un coeficient.

Suprafața parcellară (sau suprafața de udare cu modulul  $m$ ) nu trebuie să fie inferioară celei reieșită din relația 67, întrucât ar rezulta la limita inferioară a parcelei un surplus de apă (apă neinfiltată) care trebuie evacuată inutil în rețeaua de colectare – evacuare a

sistemului. În caz contrar, când suprafața parcellară s-ar lua mai mare decât cea reieșită din relația 67, echilibrul între debitul de apă adus și cel infiltrat s-ar stabili înainte de atingerea limitei inferioare a parcelei, rămânând astfel o parte din suprafață neudată.

Alegerea chibzuită a modulului și a suprafeței parcellare, în funcție de viteza de filtrație și panta (nivelarea) terenului, constituie o *sarcină prioritară* pentru proiectantul sistemului de irigație, îndeosebi la adoptarea metodelor clasice.

Cu toate cele indicate anterior, în practica irigației, suprafața unității parcellare  $s$  reieșită din rel. 67 suferă unele retușuri (ca mărime, reducându-se în general cu 5-10%), oferind totodată și o posibilitate de control asupra justetei metodei de irigare și udare adoptată.

Dacă se reține că unitatea parcellară  $s$  maniabilă este de circa 1.000  $m^2$  (minimum 250 și maximum 2.000-4.000  $m^2$ ) (putând ajunge în cazuri excepționale, pentru cultura mare și pentru udări suplimentare, la 8.000  $m^2$ , fâșii de 400 x 20 m, necesitând module excepționale de 200-250 l/s greu mânuibile), exemplele ce vor urma vor fi suficient de concludente pentru a sublinia ideea precedentă (alineatul anterior) [2].

#### Exemplul 1:

dându-se:  $m = 20$  l/s (sau 0,02  $m^3/s$ ) și  $K = 0,5 \cdot 10^{-8}$  m/s,

$$\text{rezultă } s = \frac{m}{K} = \frac{0,02}{0,5 \cdot 10^{-8}} = 40.000 m^2 = 4 \text{ ha}, \text{ o supra-}$$

față foarte mare de udat simultan cu un modul. Pentru a dispune, în condițiile acestui sol cu permeabilitate foarte mică, de o unitate parcellară maniabilă (de exemplu,  $s = 1.000 m^2$ ), ar trebui un modul foarte mic (de exemplu  $m = 0,5$  l/s sau  $M = 0,0005$ ). Cu acest modul însă nu s-ar putea asigura o repartitie uniformă a apei pe întreaga suprafață (unitatea parcellară).

#### Exemplul 2:

dându-se  $m = 100$  l/s (sau 0,1  $m^3/s$ ) și  $K = 10^{-3}$

$$\text{m/s, rezultă } s = \frac{m}{K} = \frac{0,1}{10^{-3}} = 100 m^2 = 0,01 \text{ ha}, \text{ o supra-}$$

față foarte mică de udat simultan cu un modul destul de mare. Pentru a dispune, în condițiile acestui sol, cu permeabilitate foarte mare, de o unitate parcellară maniabilă (de exemplu, minimum  $s = 250 m^2$ ) ar trebui un modul foarte mare (de exemplu,  $m = 250$  l/s), care nu se poate accepta decât în cazuri excepționale.

Din cele două exemple [2] rezultă că permeabilitatea solului are un mare rol în fixarea unităților parcellare, oferind totodată indicații asupra tehnicii de irigație (tab. 3.15).

*La udarea prin brazde*, apa adusă (modulul) se scurge și se infiltrează numai printr-o parte a suprafeței de irigație (prin perimetrul brazdelor), reprezentând o fracțiune  $\frac{1}{C}$  din suprafața parcelei unitare (100%).

Această fracțiune depinde de lungimea și deschiderea la gură a brazdelor, deci de suprafața utilă de infiltrație  $s'$ . Pentru acest caz  $\frac{m}{K} = s'$  și deci suprafața unității parcelare ( $s'$ ) va fi crescută în raport cu  $C$ , față de udarea prin revărsare, restul condițiilor fiind egale:

$$s = C \cdot s' \quad (67')$$

Folosind datele din exemplul anterior, unde pentru  $m = 20 \text{ l/s}$  și  $K = 0,02 \text{ m/s}$  a rezultat  $s$ , în cazul de

față  $s' = \frac{m}{K} = 4 \text{ ha}$ , și considerând că suprafața de infiltrație, în cazul brazdelor, este de 50% din parcela unitară (adică  $C = 2$ ), rezultă unitatea parcelară:  $s = 2 \times 4 = 8 \text{ ha}$ . Cum s-a precizat, pe o asemenea suprafață este dificil de manipulat modulul de apă; datele s-au folosit pentru exemplificare. Mărimea practică a lui  $s$  trebuie să se încadreze în limitele indicate la punctul 6.

**Tabelul 3.15.** Permeabilitatea solului și tehnica de irigat [2]

$K \text{ (m/s)}$	Indicații (după Bauzil)
$K < 10^{-6}$	Terenuri impermeabile, care nu se irigă fără amenajări și măsuri speciale.
$10^{-6} < K < 5 \cdot 10^{-6}$	Terenuri de asemenea impermeabile, care se irigă cu precauție.
$5 \cdot 10^{-6} < K < 5 \cdot 10^{-5}$	Terenuri permeabile, apte de a fi irigate.
$K > 5 \cdot 10^{-5}$	Terenuri prea permeabile, pe care irigarea clasică ar provoca spălări și pierderi abundente de apă. Aspersiunea este indicată în aceste condiții.

În cazul *aspersiunii*, respectându-se condiția  $i \leq K$ , suprafața unității parcelare  $s$  va fi impusă de performanțele (suprafața udată simultan  $s''$ ) aparatului, sau grupului de aparate, instalații sau agregate de aspersiune. Deci la aspersiune,  $s = s''$ . Performanțele fiecărui aparat, instalație, agregat sunt date constructiv prin prospectul fabricii constructoare. În producție este necesară totuși verificarea performanțelor, în condițiile locale.

7. *Suprafața ( $s_m$ ) (în ha) pe care o poate iriga un modul ( $m$ ) (în l/s) în timpul sezonului udărilor.* În condiția scurgerii continue (în tot timpul sezonului de irigat) a modulului ( $m$ ) și a unui debit fictiv continuu mediu necesar suprafeței de un ha (în timpul sezonului sau lunii) ( $q$ ), suprafața sezonieră care se poate iriga  $s_m$ , cu modulul  $m$ , este:

$$s_m = \frac{m}{q} \text{ (ha)} \quad (68)$$

Această suprafață  $s_m$  se repartizează în procesul de udare în  $n$  unități parcelare de suprafață  $s$ :

$$n = \frac{s_m}{s} \quad (69)$$

8. *Durata teoretică a udării ( $t$ ). Fiecare parcelă*

unitară va trebui să se ude, într-un timp  $t$ , impus de mărimea dozei reale de udare  $d_r$  și de viteza de infiltrație  $K$ ; deci:

$$t = \frac{d_r}{K} \quad (70)$$

Între doza reală  $d_r$  (m, cm, mm), exprimată în coloană de apă  $h$ , modulul de apă  $m$ , timpul de udare  $t$ , viteza de infiltrație  $K$  și unitatea parcelară  $s$ , există următoarea relație:

$$h = \frac{m \cdot t}{s} = \frac{\frac{m \cdot d_r}{K}}{\frac{m}{K}} = d_r \quad (71)$$

de unde:

$$d_r \cdot s = m \cdot t, \text{ respectiv } m = \frac{d_r \cdot s}{t} \quad (71')$$

Aceasta demonstrează că modulul de udare  $m = \frac{d_r \cdot s}{t}$  se stabilește rațional în funcție și de permeabilitatea solului  $K$ , respectiv de timpul de infiltrare  $t$  și de mărimea dozei reale  $d_r$ .

Cu cât timpul de udare este mai mic, deci cu cât permeabilitatea solului este mai mare, cu atât modulul  $m$  poate fi mai mare, restul condițiilor rămânând neschimbate,

Din cele de mai sus rezultă mai clar elementele determinante ale mărimii modulului de apă  $m$ . Pe lângă condițiile tehnice de manipulare, subliniate ca prioritate la punctul 5, modulul  $m$  mai este impus și de doza reală de udare  $d_r$ , ca și de suprafața unității parcelare  $s$ .

Este de menționat că relațiile 70, 71 și 71', ca și interpretările din aliniatele precedente, se referă la condițiile udării prin scurgere la suprafață (prin revărsare).

În cazul *udării pe brazde*, fiind valabilă aceeași relație (71'):  $d_r \cdot s = m \cdot t$ , se obține un timp  $t'$  de  $C$  ori mai lung, față de situația anterioară cu udările prin revărsare, pentru că parcela unitară este de  $C$  ori mai mare (v. aliniatul 6, udarea pe brazde):

$$t' = C \frac{d_r}{K} \quad (72)$$

În cazul *udării prin aspersiune*, punându-se condiția ca  $i \leq K$ , rezultă că timpul de infiltrare necesar  $t''$  al dozei reale  $d_r$  va fi:

$$t'' = \frac{d_r}{i} \left( \frac{\text{m; cm}}{\text{mm/h}} \right) \quad (73)$$

8''' – *Durata practică  $t_p$  de udare a suprafeței de un ha cu modulul  $m$ . Durata udării  $t_p$  suprafeței de un ha, pentru o doză reală de udare  $D_r$  ( $\text{m}^3/\text{ha}$ ) și pentru un debit egal cu modulul  $m$ , este:*

$$D_r = m \cdot t_p, \text{ respectiv } t_p = \frac{D_r}{m} \quad (74)$$

**Tabelul 3.16.** Factorii practici ai udării

Factorii	Notația	Procedeele de udare		
		revărsare	brazde	aspersiune
Intervalul dintre udări	$N$ : udări pe lună $D_r$ : doza reală de udare $T$ : intervalul dintre udări succesive (în secunde)	$N = \frac{Q_l}{D_r}$ $T = \frac{1000 \cdot D_r}{q}$	$N = \frac{Q_l}{D_r}$ $T = \frac{1000 \cdot D_r}{q}$	$N = \frac{Q_l}{D_r}$ $T = \frac{1000 \cdot D_r}{q}$
Suprafața unității parcelare	$s$ : suprafața unității parcelare ( $m^2$ ) în cazul revărsării $s'$ : în cazul brazdelor ( $m^2$ ) $s''$ : în cazul aspersiunii ( $m^2$ ) $s_m$ : suprafața irigată prin modul (ha) $n$ : numărul de unități parcelare pe ciclu	$s = \frac{m}{K}$ $s_m = \frac{m}{q}$ $n = \frac{s_n}{s}$ $m$ – modulul (l/s)	$s' = \frac{m}{K}$ $s = C \cdot s'$ $C$ – raportul dintre suprafața parcelară (udată prin revărsare, $s$ ) și cea de infiltrare (prin brazde, $s'$ )	$s'' = \frac{m}{i}$ $i$ – intensitatea aspersiunii
Durata udării	$t$ : durata udării unei unități parcelare (în s) $t_p$ : durata udării unui ha cu modulul $m$ (în s)	$t = \frac{d_r}{K}$ $t_p = \frac{D_r}{m}$	$t' = C \cdot \frac{d_r}{K}$	$t'' = \frac{d_r}{i}$

**Recapitulare, exemplificări.** Folosind schema de lucru și datele din același material documentar [2] se dă următorul exemplu practic, recapitulându-se în prealabil noțiunile de bază.

1) Pentru factorii naturali:

– debitul fictiv continuu,  $q$  (l/s·ha) sau  $Q_l$  ( $m^3$ /ha) nevoile globale pe lună ale unui ha de cultură,  $Q_l = 2.592 q$ ;

– doza reală de udare,  $d_r$  (m) sau  $D_r$  ( $m^3$ /ha),  $D_r = 10^{-4} d_r$ ;

– permeabilitatea medie a solului,  $K$  (m/s) sau  $P$  (cm/h),  $K = 0,28 \cdot 10^{-5} \cdot P$ ;

– modulul,  $m$  ( $m^3$ /s).

2) Pentru factorii practici ai udării se dau, recapitulativ, valorile în tabelul 3.16.

3) Exemplu de calcul [2]:

**A.** În cazul udării prin revărsare, pentru  $S = 1200$  ha – suprafața de irigat;  $D_p = 800 m^3$ /ha, sau  $d_r = 0,08$  m;  $Q = 1560 m^3$ /ha·lună sau  $q = 0,60$  l/s ha;  $K = 0,0001$  m/s;  $m = 40$  l/s – modulul ales, rezultă următorii factori practici ai udării:

– numărul udărilor lunare  $N$  va fi:

$$N = \frac{Q}{D_p} = \frac{1560}{800} = 1,95; \text{ se va lua } N = 2, \text{ adică } T = 15$$

zile;

– doza reală de aplicat  $D_r$  va fi:

$$D_r = \frac{1560}{2} = 780 m^3/\text{ha} \text{ sau } d_r = 0,078 \text{ m}$$

– suprafața unității parcelare  $s$  va fi:

$$s = \frac{m}{K} = \frac{0,040}{0,0001} = 400 m^2 = 0,4 \text{ ha}$$

– suprafața ce se poate iriga cu modulul  $m$  va fi:

$$s_m = \frac{m}{q} = \frac{40}{0,6} = 67 \text{ ha}$$

– numărul de unități parcelare  $n_p$  ce se vor uda succesiv în timpul ciclului de 15 zile va fi:

$$n_p = \frac{s_m}{s} = \frac{67}{0,04} = 1675$$

– numărul de module  $n_m$  necesar irigării întregii suprafețe,  $S = 200$  ha, va fi:

$$n_m = \frac{S}{s_m} = \frac{200}{67} \approx 3$$

– debitul total de udare va fi:  $3 \times 40 \text{ l/s} = 120 \text{ l/s}$ ;

– numărul de formații de udare  $n_u$  (instalații, agregate, udători etc.) care vor funcționa în paralel pentru udarea întregii suprafețe  $S$  va fi egal cu numărul de module  $n_m$ :

$$n_u = n_m = 3$$

– durata udării  $t$  unei unități parcelare va fi:

$$t = \frac{d_r}{K} = \frac{0,078}{0,0001} = 780 \text{ s} \approx 13 \text{ min}$$

– durata udării unui hectar  $t_p$  va fi:

$$t_p = \frac{D_r}{m} = \frac{780}{0,04} = 19.500 \text{ s} = 5 \text{ h și } 25 \text{ min}$$

**B.** În cazul udării prin brazde, pentru aceleași condiții naturale date,  $S = 200$  ha;  $Q_l = 1560 m^3$ /ha și lună,  $K = 0,0001$  m/s, rezultă:

– nr. de udări  $N$  este același:  $N = \frac{Q_l}{D_p} = 1,95$ ; se

adoaptă 2;

– suprafața unității parcelare găsită mai sus ( $s = 400 m^2$ ) reprezintă în acest caz suprafața brazdelor ( $s'$ ), adică  $s' = s = 400 m^2$ .



– dacă se consideră teoretic lățimea brazdelor (la gură) de 0,30 m și distanța dintre ele (din ax în ax) de 3 m, rezultă  $C = \frac{3,00}{0,30} = 10$ . Suprafața noii unități par-

celare  $s_b$  va fi în cazul acesta (al brazdelor) de  $C$  ori mai mare decât în situația udării prin revărsare, adică:

$$s_b = C \cdot s = 10 \cdot 400 = 4000 \text{ m}^2$$

– timpul de udare  $t$  al unității parcelare  $s_b$  va fi:

$$t = \frac{d_r \cdot s_b}{m} = \frac{0,078 \cdot 4000}{0,040} = 7800 \text{ s} = 130 \text{ min},$$

adică de 10 ori mai mare față de situația anterioară (la udarea prin revărsare, unde  $t = 13 \text{ min}$ , folosindu-se același modul  $m = 40 \text{ l/s}$ ; această situație este normală, întrucât pentru o suprafață de 10 ori mai mare și același debit – modul, fiind necesar un volum de apă de 10 ori mai mare, timpul de udare să fie de 10 ori mai mare;

– durata udării unui hectar,  $t_p$ , va fi desigur aceeași ca și în cazul precedent:

$$t_p = \frac{D_r}{m} = \frac{780}{0,04} = 19500 \text{ s} = 5 \text{ h și } 25 \text{ min}$$

**C.** În cazul udării prin aspersiune, pentru condițiile date prin enunț (la **A**), ca și la cele impuse:

– modulul (debitul prizei – bornelor de udare) este  $m = 8 \text{ l/s}$  sau  $M = 8 \cdot 10^{-3} = 0,008 \text{ m}^3/\text{s}$

– intensitatea aspersoarelor  $i = 8 \text{ mm/h}$ ; se verifică faptul că  $i < K$ :

$$i = 8 \text{ mm/h} = \frac{0,008}{3600} = 2,22 \cdot 10^{-6} \text{ m/s} < 10^{-4} \text{ m/s}$$

– suprafața  $s''$  udată simultan prin instalația sau grupul de aspersoare (aripă), ce se alimentează din priză (bornă) cu modulul  $m$ , este:

$$s'' = \frac{M}{i} = \frac{8 \cdot 10^{-3}}{2,22 \cdot 10^{-6}} = 3600 \text{ m}^2$$

– durata udării  $t''$ , la fiecare staționare a instalației într-o poziție (pentru udarea suprafeței  $s''$ ), va fi:

$$t'' = \frac{d_r}{i} = \frac{0,078}{0,008} = 0,875 \text{ h} = 58'30'' \text{ (pentru } d_r \text{ în m și } i \text{ în m/h)}.$$

### 3.5. BAZA DE CALCUL A REȚELEI DE ADUCȚIUNE ȘI DISTRIBUȚIE A APEI

Calculul rețelei S.I. depășește domeniul hidraulicii, prin complexitatea factorilor ce o caracterizează. Elementele de bază enunțate în subcap. 3.2 (debitul caracteristic, doza de udare, permeabilitatea solului), completate cu condițiile de organizare a operațiilor de udare (distribuția apei) și cu mijloacele tehnice și administrative care trebuie să asigure o distribuție corectă

(metodică și rațională) între consumatori (v. subcap. 3.1), generează complexitatea problemei pusă spre rezolvare proiectantului. Aceasta trebuie să dimensioneze fiecare element al rețelei: centrul de priză și partea inactivă a canalului de aducțiune, rețeaua de aducțiune și distribuție, rețeaua de irigare – udare, rețeaua de colectare și evacuare, cu instalațiile aferente, în funcție de elementele naturale, condițiile practice de udare și modul de distribuție ales. Debitul de apă care trebuie transportat de diferitele sectoare și instalații ale rețelei S.I. în condițiile impuse (3.1; 3.2; 3.3.1) reprezintă elementul esențial al dimensionării, „debitul de calcul” sau de „proiectare”, care prezintă diferențieri pentru cele două secțiuni: derivația – acțiunea și distribuția, respectiv debitul de derivație sau debitul prizei și al părții inactive a canalului de aducțiune și debitul rețelei de distribuție.

#### 3.5.1. DEBITUL DE DERIVAȚIE ( $Q_{dv}$ )

Dimensionarea centrului de priză (C.P.) și a canalului de aducțiune, partea inactivă (CAi), se face la  $Q_{dv}$ , care prezintă variații lunare între limite largi (min.-max.), impuse de cerințele plantelor și ale altor consumatori. La fixarea  $Q_{dv}$  se au în vedere două situații extreme: 1 – când se construiesc S.I. noi cu surse suficiente de apă; 2 – când se refac, se perfecționează sau se extind vechi S.I., cu surse limitate de apă, la posibilitățile existente.

În cazul surselor de apă abundente (râuri mari), cu aducțiuni gravitaționale, fără cheltuieli suplimentare pentru exploatare,  $Q_{dv}$  poate fi constant, la nivelul cerințelor maxime lunare ale culturilor, majorate cu 20-30% datorită pierderilor de apă prin rețeaua de canale.

**Tabelul 3.17.** Debitele fictive lunare (l/s·ha)

aprilie	mai	iunie	iulie	august	septembrie
0,15	0,30	0,70	0,85	0,65	0,35

*Exemplu:* pentru  $S_i = 1000 \text{ ha}$ ;  $q_c = 0,85 \text{ l/s ha}$  și debitele fictive lunare indicate în tabelul 3.17, rezultă (fig. 3.20):

$$Q_{dv} = 1000 \cdot 0,85 \cdot 1,30 = 1105 \text{ l/s sau}$$

$$V_l = 1105 \cdot 86400 \cdot 30 = 286.416 \text{ m}^3/\text{lună}.$$

Figura 3.20 arată volumul de apă lunar nefolosit de plante, în soluția cazului 1:  $Q_{dv}$  constant, impus de luna iulie. În condițiile unei ape scumpe (acumulări, aducțiuni – ridicări mecanice) o asemenea soluție trebuie evitată<sup>1</sup>, în avantajul derivării debitelor necesare fiecărei luni (cazul 2), majorate numai cu pierderile inevitabile (v. figura 3.20 debit minim utilizat.)

<sup>1</sup> Problema este privită aici numai din punctul de vedere al soluțiilor de derivare, fără consecințele negative sau pozitive legate de aspectele hidrogeologice, pedoameliorative sau asigurarea cotelor de comandă la distribuții.

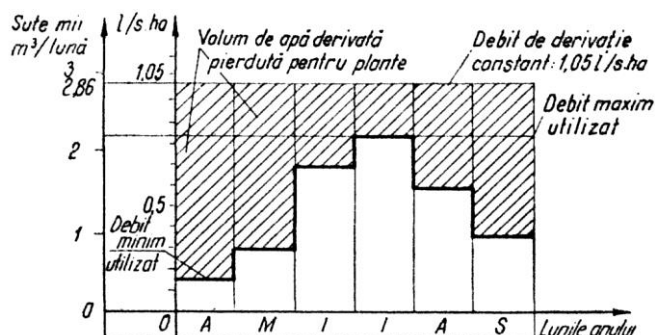


Fig. 3.20. Cazul  $Q_{dv}$  constant (variația debitului real – utilizat de plante, în raport cu debitul derivat).

Pentru determinarea  $Q_{dv}$  trebuie să se cunoască: suprafața irigabilă ( $S_i$ ), natura culturilor (asolamente) și repartitia lor procentuală, solul și caracteristicile hidro-fizice și chimice, curbele de consum ale plantelor, cerințele lunare de apă și repartitia udărilor, dozele de întrebuințat, în funcție de sol și cultură, pierderile de apă admise în procesul de aducțiune și distribuție (30% – rețeaua canale; 5% – conducte).

Pentru a se obține un  $Q_{dv}$  regulat și constant în cursul unei luni – din motive organizatorice – trebuie să se eșaloneze udările în mod egal pe cele 4 săptămâni. Aceasta impune:

- în cazul unei singure culturi (monocultură): decalarea termenelor de udare (diferență de fază) pe diferitele parcele (cu unele dificultăți pentru culturile mai pretențioase sau cu o înrădăcinare mai superficială, de exemplu, bumbacul);

- în cazul asolamentelor: eșalonarea și coordonarea graficului de consum după sistemul hidromodulului, cu stabilirea cerințelor lunare de apă și cu repartitia udărilor lunar.

Prin însumarea debitelor lunare, determinate pentru fiecare cultură (inclusiv pierderile 5-30%), se obține debitul necesar ( $Q_m$ ).

Exemplu (după M. Poirée și Ch. Ollier). Pentru:

- suprafața irigabilă 6 000 ha

- planul de cultură:

cereale toamnă 1.500 ha

porumb 500 ha

bumbac 1.000 ha

cartofi, prășitoare 1.000 ha

lucernă 1 200 ha

culturi de zarzavat 800 ha

meri și peri 250 ha

cireși și gutui 250 ha

- caracteristicile hidrofizice:

$C = 0,35$  – capacitatea de câmp

$C_0 = 0,16$  – plafonul minim

$H_u = 0,60$  m – adâncimea de umectare (luată, în exemplu, egală teoretic pentru toate culturile)

Se obține doza practică  $D_p$ :

$$D_p = \frac{2}{3} [1000(0,35 - 0,16)0,60] = 800 \text{ m}^3/\text{ha},$$

care se menține uniformă pentru toate udările, variind însă numărul lunar al acestora  $N$ .

În tabelele 3.18 și 3.19 sunt centralizate datele care concură la stabilirea  $Q_{dv}$  pentru exemplul dat [2].

Tabelul 3.18. Numărul udărilor lunare (pentru sudul Franței)

Culturile	Mar.	Apr.	Mai	Iun.	Iul.	Aug.	Sep.	Oct.
Cereale păioase	1	1	1	–	–	–	–	–
Bumbac	–	2	2	2	2	2	2	2
Porumb	–	–	1	2	2	2	1	–
Prășitoare	1	2	2	2	2	2	2	1
Lucernă	1	1	2	2	2	2	2	2
Legume	4	4	4	4	4	4	4	4
Cireși, gutui	–	–	–	1	1	1	1	–
Meri, peri	–	–	–	1	1	1	1	1

Rezultă din tabelul 3.19 că  $Q_{dv}$  lunar variază în timpul sezonului de vegetație între limite destul de largi:  $4,65 \text{ m}^3/\text{s}$  maxim – în luna mai și  $2,77 \text{ m}^3/\text{s}$  minim în luna martie.

Centrul de priză (gravitațional sau prin ridicare mecanică), rețeaua de aducțiune (CA), ca și instalațiile aferente se dimensionează pentru  $Q_{dv}$  lunar maxim, pentru exemplul dat:  $4,65 \text{ m}^3/\text{s}$ .

### 3.5.2. METODE DE DISTRIBUȚIE A APEI

Apa adusă în cazul sistemului de irigat se poate distribui prin intermediul rețelilor de irigație deschise sau închise sub presiune, prin trei metode: distribuția „continuă”, distribuția prin „rotație”, distribuția la „cerere”.

Debitul de repartizat în fiecare element al rețelei de irigație se stabilește după aceeași tehnologie ca și  $Q_{dv}$ , în funcție de caracteristicile solului, dimensiunile sectoarelor sau parcelelor și natura culturilor.

Analiza metodelor de distribuție este nemijlocit legată de elementele de bază:

1. unitatea de folosire a apei, care poate fi sector, plot, parcelă, unitate parcelară în interiorul căreia se desfășoară procesul productiv;
2. modulul – debitul practic de udare;
3. forma organizatorică; raporturile dintre administrația S.I. și beneficiar.

După denumirea procedeele de distribuție, „continuu”, prin „rotație” și la „cerere”, se poate înțelege funcționalitatea modului de distribuție, precum și inconvenientele care decurg.

**Tabelul 3.19.** Calculul debitului lunar de derivat  $Q_{dv}$  [2]

Culturile	Suprafețe (ha)	Doze (m <sup>3</sup> )	Volum apă pentru udări (mii m <sup>3</sup> )	Martie		Aprilie		Mai		Iunie		Iulie		August		Septembrie		Octombrie	
				Număr udări	Volum lunar	Număr udări	Volum lunar	Număr udări	Volum lunar	Număr udări	Volum lunar	Număr udări	Volum lunar	Număr udări	Volum lunar	Număr udări	Volum lunar	Număr udări	Volum lunar
Cereale păioase	1.500	800	1.200	1	1.200	1	1.200	1	1.200										
Porumb	500	800	400					1	400	2	800	2	800	2	800	1	400		
Bumbac	1.000	800	800			2	1.600	2	1.600	2	1.600	2	1.600	2	1.600	2	1.600	2	1.800
Prășitoare	1.000	800	800	1	800	2	1.600	2	1.600	2	1.600	2	1.600	2	1.600	2	1.600	1	800
Lucernă	1.200	800	960	1	960	1	1.920	2	960	2	1.920	2	1.920	2	1.920	2	1.920	2	1.920
Legume	800	800	640	4	2.560	4	2.560	4	2.560	4	2.560	4	2.560	4	2.560	4	2.560	4	2.560
Cireși																			
Gutui	250	800	200							1	200	1	200	1	200	1	200		
Meri																			
Peri	250	800	200							1	200	1	200	1	200	1	200	1	200
Volum lunar total (mii m <sup>3</sup> )					5.520		7.920		9.280		8.880		8.880		8.880		8.480		7.080
Debit continuu corespunzător (m <sup>3</sup> /s)					2,13		3,06		3,58		3,43		3,43		3,43		3,28		2,77
Pierderi de apă (~30%)					0,64		0,92		1,07		1,03		1,03		1,03		0,98		0,83
Debit de derivat $Q_{dv}$ (m <sup>3</sup> /s)					2,77		3,98		4,65		4,46		4,46		4,46		4,26		3,80
									Debit. max.										

NOTĂ – Transportul apei făcându-se prin rețele deschise, s-au considerat pierderile de apă 30%.

### 3.5.2.1. Distribuția pe rețeaua de irigație deschisă

**Distribuția „continuă”.** Aceasta implică obligația administrației S.I. de a aduce continuu – în tot timpul perioadei de irigație  $t$  – debitul prestabilit, la priza de apă a beneficiarului  $Q_{dv.b}$ . Dacă este de irigat, de exemplu, un sector de 50 ha, cu un  $q_c = 0,8$  l/s ha, rezultă că acesta va primi continuu în perioada de udare maximă (luna cea mai secetoasă) debitul de  $50 \times 0,80 = 40$  l/s. Acest debit (40 l/s), numit și aici debit de derivație  $Q_{dv.b}$ , este repartizat între parcele după cum consideră necesar beneficiarul. În cazul automatizării proceselor de udare, pe baza programării sau avertizării, repartizarea acestui debit se face automat (v. capitolul 7).

Avantajul distribuției continue constă în dimensionarea rețelei și instalațiilor la secțiuni minime, pentru că volumul de apă necesar  $Q_{dv.b} \cdot t$  este adus prin debit continuu ( $Q_{dv.b}$ ). Acest avantaj este mai evident în cazul rețelelor închise sub presiune, unde prețul de cost unitar (construcții – montaj) este mai mare. Totodată se înscrie ca avantaj și posibilitatea ce o are beneficiarul de a folosi apa cum consideră că este necesar.

În procesul de udare, între  $Q_{dv.b}$  și  $m$  pot exista patru cazuri:

*Cazul I*, când  $Q_{dv.b} > m$  (pentru sectoarele mari

de irigat). În această situație  $Q_{dv.b}$  se divide în mai multe module ( $N_m = Q_{dv.b} : m$ ), iar udarea parcelor din sector se va face prin rotație.

*Cazul II*, când  $Q_{dv.b} \leq m$ . În această situație beneficiarul distribuie  $Q_{dv.b}$  pe unități parcelare de udare ( $s$ ) de suprafață redusă proporțional  $s_r$ :

$$s_r = s \cdot \frac{Q_{dv.b}}{m} \quad (75)$$

în care:

$s_r$  este suprafața redusă a parcelor unitare;

$s$  – suprafața teoretică a unității parcelare;

$Q_{dv.b}$  – debitul derivat la beneficiar;

$m$  – modulul.

*Cazul II* conduce la creșterea cheltuielilor de investiții și de exploatare, prin sporirea numărului de  $s_r$ , respectiv sporirea numărului de elemente de udare (canale și rigole de distribuție, cu instalațiile aferente).

*Cazul III*, când  $Q_{dv.b} > m$  și nu poate fi folosit direct, din cauză că este foarte redus. Se indică acumularea  $Q_{dv.b}$  în rezervoare situate la partea superioară a sectorului de irigat.

Volumul rezervorului  $V$  (m<sup>3</sup>) se ia egal cu consumul zilnic al lunii celei mai secetoase:

$$V = Q_{dv.b} \cdot 864 \text{ (m}^3\text{)} \quad (76)$$

Pentru modulul  $m$ , timpul zilnic de udare  $t_z$  poate fi:

$$t_z = \frac{Q_{dv.b}}{m} \cdot 86.400 \quad (77)$$

Soluția acumulării zilnice, valabilă pentru cazul III, prezintă și avantajul acoperirii necesarului de apă în caz de avarii la diferitele instalații (stp). Fiind vorba însă de investiții suplimentare, soluția acumulării în cazul III al distribuției continue se aplică pentru culturi speciale (flori, trufandale) și pentru suprafețe mici.

**Cazul IV**, când  $Q_{dv.b}$  este foarte mic. Se impune gruparea mai multor beneficiari vecini, respectiv a debitelor derivate, pentru a realiza un debit de udare cât mai apropiat de modulul  $m$ . Beneficiarii organizează udarea prin rotație între folosințele lor.

**Distribuția prin „rotație” („tur de udare”).** Constă în aducerea pe sectoarele de irigat, la intervale determinate, a debitului de apă egal cu modulul  $m$ ;  $m > q_c$ . Timpul de udare  $t$  cu acest modul  $m$  va fi condiționat de mărimea suprafeței  $s$  (a parcelei) pe care se concentrează  $m$  și de mărimea volumului de apă necesar (doza reală –  $D_r$ ).

*Exemplu [2]:*

- suprafața parcelei din cadrul sectorului pe care se concentrează modulul  $m$  este  $S = 2$  ha;
- necesarul zilnic de apă (medie lunară) este  $h = 3$  mm/zi = 90 mm/lună = 900 m<sup>3</sup>/ha;
- adoptându-se o udare pe decadă, numărul lunar al udărilor  $N = 3$ .

$$\text{Deci } D_r = \frac{900}{3} = 300 \text{ m}^3/\text{ha și udare.}$$

- debitul de derivație continuu pentru parcela și luna considerată va fi:

$$Q_{dv.b \text{ (parcelă)}} = \frac{2 \text{ ha} \cdot 900 \text{ m}^3/\text{ha}}{30 \text{ zile} \cdot 86.400 \text{ s}} = 0,695 \text{ l/s pentru}$$

2 ha.

- dacă ultimul element de distribuție (rigolă, aripă aspersiune funcționează cu un modul  $m = 20$  l/s, atunci aplicarea fiecărei udări (cu  $D_r = 300$  m<sup>3</sup>/ha pentru  $s = 2$  ha) va reclama un timp  $t = \frac{600.000}{20} = 30.000 \text{ s} = 8 \text{ h } 20 \text{ min}$  din cele 10 zile (decada) în care se face udarea.

Dacă în cele 10 zile udarea s-ar face continuu cu  $Q_{dv.b} = 0,695$  l/s la 2 ha ar rezulta aproximativ același volum de apă ( $\sim 602,4$  m<sup>3</sup>). Practic soluția debitului continuu nu se poate realiza, în timp ce soluția debitului este ușor realizabilă, iar agentul hidraulic are numai obligația ținerii evidenței timpului  $t$  în care trebuie aplicată udarea. Trecerea la procesul de exploatare automată a udării va fi ușurată prin soluția debitului constant, programarea udării fiind legată de timp, mărime ușor de măsurat.

Rotația este, de obicei, organizată pe elementele de distribuție din interiorul unei exploatare agricole, putându-se aplica, în unele cazuri, și pe canalele principale și chiar de aducțiune.

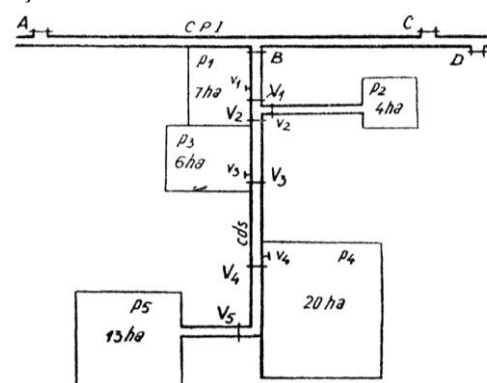
**Rotația pe ultimul element de distribuție (cds).**

Este aplicată îndeosebi în agricultura parcelată și cu numeroase culturi (parcele) pe un element de distribuție (cds). Canalele ce preced cds au o scurgere continuă, fiind dimensionate astfel cu secțiuni minime. Canalul de distribuție (cds), transportând un debit egal cu modulul  $m$ , poate uda concomitent o suprafață  $s_m = \frac{m}{q_c}$ ,

rezultată dintr-o combinație de parcele (fig. 3.21) [2] de diverse mărimi  $p_1, p_2, p_3, \dots, p_i, \dots, p_l$ :

$$s_m = \sum_{i=1}^l p_i$$

La fiecare udare, fiecare parcelă  $p_i$  va primi apa necesară într-un timp  $t_i = t_{ha} \cdot p_i$ ;  $t_{ha}$  este durata udării suprafeței de un hectar cu modulul  $m$ .



**Fig. 3.21.** Schema distribuției prin rotație pe canalul distribuitor de sector (cds).

*De exemplu [2]*, dacă un hectar trebuie să primească un debit continuu (fictiv) de  $q_c = 0,80$  l/s, rezultă, în cazul  $N = 4$  udări/lună (adică udarea durează teoretic câte 7 zile), că doza de udare va fi:  $D_u = 0,8 \cdot 10^{-3} \cdot 3.600 \cdot 24 \cdot 7 = 484$  m<sup>3</sup>/ha (în cele 7 zile). Practic însă udarea nu se aplică cu debitul fictiv  $q_c$  ci cu modulul  $m$ , care poate avea valori – după cum s-a văzut, în funcție de permeabilitatea solului – cel mai frecvent de  $m = 40$  l/s; acesta ( $m$ ) este un debit ușor de mînuit.

Ultimul element de distribuție pe care se face rotația (cds – fig. 3.21) este dimensionat să transporte de la un capăt la altul debitul egal cu modulul  $m$  și va putea iriga concomitent un număr de parcele a căror suprafață totală va fi  $s_m = \frac{m}{q_c}$ .

Pentru exemplul luat (fig. 3.21), în care  $p_5 = 13$  ha,  $p_4 = 20$  ha,  $p_3 = 6$  ha;  $p_2 = 4$  ha,  $p_1 = 7$  ha și  $m = 40$  l/s, rezultă:

$$p_1 + p_2 + p_3 + p_4 + p_5 = \frac{40 \text{ l/s}}{0,8 \text{ l/s/ha}} = 50 \text{ ha}$$

Canalul de ordin superior (C. P. I., fig. 3.21) va transporta (deci se va dimensiona) atâtea module ( $m$ ) câte cds trebuie să alimenteze concomitent (de exemplu, A, B, C, D din fig. 3.21).

Cu datele exemplului anterior (fig. 3.21) se poate întocmi orarul de distribuția (rotația) udărilor pe cds B (tab. 3.20) în două cazuri frecvente, care corespund condițiilor [2].

**Cazul I:** toate parcelele  $p_1 \dots p_5$  (sau folosițele) vor primi apa în aceeași doză și același ciclu;

– numărul udărilor lunare se alege funcție de capacitatea de reținere a solului și de adâncimea stratului radicular (în cazul a patru udări  $D_u = 487 \text{ m}^3/\text{ha}$ , iar în cazul a trei udări  $D_u = 691 \text{ m}^3/\text{ha} = 0,8 \times 10^{-3} \times 3.600 \times 24 \times 10$ );

– timpul de udare a unui hectar cu  $m = 40 \text{ l/s}$ , în cazul a trei udări pe lună, deci pentru  $D_u = 691 \text{ m}^3/\text{ha}$ , va fi:

$$t_{ha} = \frac{691.000 \text{ l}}{40 \text{ l/s}} = 17.275 \text{ s} = 4 \text{ h } 48 \text{ min}$$

– în programul udărilor se începe cu parcela cea mai îndepărtată (de exemplu,  $p_5 = 13 \text{ ha}$ );

– durata ciclului (turului) de udare trebuie să includă și timpul necesar apei pentru a parcurge distanța de la priza B la  $V_5$  (aproximativ 30 minute).

**Cazul II:** în care diferă, față de cazul I, numai cerințele de udare ale unor parcele cultivate cu plante ce reclamă un alt număr de udări; de exemplu [2], parcela  $p_3 = 6 \text{ ha}$ , fiind cultivată cu cereale, necesită numai o udare pe lună în loc de trei udări (de exemplu, din tabelul 3.20, păstrând însă același modul  $m = 40 \text{ l/s}$  și aceeași doză  $D_u = 691 \text{ m}^3/\text{ha}$ ).

Pentru proiectare – dimensionare, ca și în procesul de exploatare trebuind să respecte: durata turului (rotației) de udare (10 zile pentru exemplul luat), modulul de udare ( $m = 40 \text{ l/s}$  pentru exemplul luat) și în cazul II, când  $p_3$  cere o singură udare pe lună, parcela  $p_3 = 6 \text{ ha}$  va intra în fiecare tur de udare cu câte

$$2 \text{ ha} = \frac{6 \text{ ha}}{3 \text{ tururi}}, \text{ astfel ca la sfârșitul lunii întreaga suprafață de } 6 \text{ ha să fie udată o dată.}$$

Pentru respectarea turului de udare, ca și pentru a se folosi integral volumul de apă adus cu modulul  $m$ , există pentru cazul II două variante (posibilități):

$V_1$  – la fiecare din cele trei udări, când intră în turul de udare  $1/3 p_3$  să se irige în plus o suprafață suplimentară de  $4 \text{ ha}$ , amplasată tot pe același cds B;

$V_2$  – în cazul existenței pe o parcelă de suprafață

**Tabelul 3.20.** Exemplu de orar de distribuția udărilor pe cds B, în cazul 1 al turului de 10 zile (3 udări pe lună) [2]

Nr. parcelei	Suprafața (ha)	Durata udării		Orarul turului			
		pe ha	pe parcelă	început		sfârșit	
				ziua	ora	ziua	ora
$p_5$	13	4h 48'	62h 24'	Luni	0h	Miercuri	14h 24'
$p_4$	20	4h 48'	96h 00'	Miercuri	14h 24'	Duminică	14h 24'
$p_3$	6	4h 48'	28h 48'	Duminică	14h 24'	Luni	19h 12'
$p_2$	4	4h 48'	19h 12'	Luni	19h 12'	Marti	14h 24'
$p_1$	7	4h 48'	33h 36'	Marti	14h 24'	Miercuri	24h*

\* Se comprimă udările, pentru a se termina primul tur miercuri la 23h 30 min, astfel ca al doilea tur să poată începe la termen (0 h)

**Tabelul 3.21.** Exemplu de orar de distribuția udărilor pe cds B, în cazul  $V_2$  al turului de 10 zile (3 udări pe lună) [2]

Nr. parcelei	Supr. (ha)	Durata udării		Orarul turului			
		pe ha	pe parcelă	început		sfârșit	
				ziua	ora	ziua	ora
$p_4$	20	4h 48'	96h 00'	Luni	0h	Vineri	0h
$p_2$	4	4h 48'	19h 12'	Vineri	0h	Vineri	19h 12'
(prima dată)							
$p_1$	7	4h 48'	33h 36'	Vineri	19h 12'	Duminică	4h 48'
$p_3$	2	4h 48'	9h 38'	Duminică	4h 48'	Duminică	14h 24'
$p_5$	13	4h 48'	62h 64'	Duminică	14h 24'	Miercuri	4h 48'
$p_2$	4	4h 48'	19h 12'	Miercuri	4h 48'	Miercuri	24h00*
(a 2-a oară)							

\* Idem cazul I, tabelul 3.20.

egală cu  $4 \text{ ha}$  a unei culturi ce reclamă udări duble față de ciclul stabilit în cazul I. De exemplu, parcela  $p_2 = 4 \text{ ha}$  fiind ocupată cu legume care necesită șase udări pe lună, deci cu repetări la fiecare 5 zile, solicită apă echivalentă cu o suprafață de  $8 \text{ ha}$  (din cazul I). În această situație ( $V_2$ ) în orarul udărilor la fiecare tur de udare (din cele 3 lunare) va intra  $1/3$  din  $p_3 = 2 \text{ ha}$ , plus de două ori  $p_2 = 4 \text{ ha}$  (tab. 3.21).

În conformitate cu orarul de distribuție a apei se asigură dimensionarea cds și planul de manevrare a vanelor de admisie (v. figura 3.21).

**Rotația pe canalul principal de irigație (C.P.I).** Distribuția apei se face în mod analog celei de pe cds, iar debitul C.P.I. trebuie să asigure alimentarea constantă a prizelor canalelor distribuitoare de sector. Aceasta impune constanța debitului C.P.I., fără variații. Experiența arată însă că o serie de condiții legate de sursa de apă sau de cerințele de udare ale beneficiarilor fac să varieze debitul canalului de aducțiune (C.A.) și, respectiv, al C.P.I. În această situație, în rotația pe C.P.I.

interven unele variații de debit, care se transmit și rețelei de distribuție (cds), fie prin soluția diminuării modulului  $m$  fie prin soluția distanțării udărilor.

*Diminuarea modulului*, proporțional cu aceea a debitului C.P.I., provocând greutatea în procesul de exploatare al beneficiarilor – ca neajungerea apei până la capătul aval al brazdelor – nu este recomandabilă.

*Distanțarea udărilor*, soluție mai rațională, constă în a alimenta în același „tur” prin C.P.I., al cărui debit este diminuat, un număr mai redus de cds, reducerea fiind proporțională cu aceea a debitului C.P.I.

Canalele distribuitoare de sector (cds) ce se vor alimenta în aceste condiții (număr redus proporțional) vor primi modulul  $m$  normal, iar udările se vor face în aceleași condiții tehnice.

Pentru exemplul luat [2], presupunând alimentarea curentă a 12 cds din C.P.I. (la trecerea debitului normal), la reducerea acestuia cu 33%, se vor alimenta simultan numai 8 cds, cu respectarea modulului  $m$ . Păstrându-se turul de udare tot de 10 zile, dar pentru un număr redus de cds (8 din 12), rezultă că distanțarea udărilor se va face prin reducerea numărului lunar de udări, la două în loc de trei (frecvența udărilor este diminuată în același raport cu debitul C.P.I.). Fiecare cds va fi alimentat, pentru exemplul dat, timp de 10 zile și va fi oprit cinci zile, permițând astfel alimentarea celorlalte cds (4 din 12).

*Rotația pe canalul de aducțiune (C.A.).* Acest procedeu de distribuție este destul de rar întâlnit, întrucât aducțiunea satisface, de obicei, cerințe teritoriale și multiple de apă. Totuși se pot întâlni situații, în cazul strict al folosinței pentru irigații, când sectoare din C.A. sunt scoase din funcțiune, distribuția apei făcându-se pe grupe de C.P.I. Debitul pe care îl transportă astfel C.A. va rezulta din însumarea debitelor C.P.I. ce funcționează concomitent. Dezavantajele procedurii sunt ușor de sesizat: timp lung de punere în funcțiune a sectoarelor inactive, pierderi de apă prin alternanța funcționalității unor sectoare, dificultăți în manevrarea unor instalații etc.

*Observație.* Cu toate dezavantajele ce le prezintă procedeu de distribuție prin rotație, prin predeterminarea intervalelor regulate de udare la începutul sezonului, răspândirea sa este maximă.

Procedeele moderne – de avertizare, calculatoare și automatizare – permit corelarea planurilor de udare cu cerințele reale ale ciclului de vegetație, respectiv a condițiilor naturale, cum se va vedea în cap. 8.

**Distribuția la cerere.** Cea mai rațională și tehnică metodă de distribuție este aceea la „cerere”, asemănătoare rețelelor de alimentare cu apă potabilă, în care beneficiarul poate primi apa când are nevoie. Metoda respectivă impune însă cheltuieli inițiale (construcții, montaj) mari.

La baza dimensionării (proiectării) rețelei de canale trebuie luat în considerare debitul de calculat reieșit din condiția satisfacerii tuturor exigențelor la „cerere”. Problema se rezolvă în faza de proiectare prin calculul *probabilităților*, asemănător rețelelor sub presiune, iar funcțional prin automatizarea funcționării tuturor elementelor S.I., începând cu elementele de udare (v. capitolul 4).

### 3.5.2.2. Distribuția pe rețeaua de irigație închisă sub presiune

Dominante în cadrul rețelelor sub presiune sunt procedeele de distribuție prin «rotație» și la „cerere”.

**Distribuția prin rotație, cu „tur de udare”.** Este fundamentată pe același principiu de calcul ca și în cazul rețelelor deschise.

O conductă oarecare  $C$  de aducțiune – distribuție (principală, secundară, terțiară, de serviciu sau antenă, v. capitolul 2), transportă un debit egal cu numărul întreg de module  $\sum m$ , determinat prin suprafața  $S$ , deservită de conducta respectivă.

Tehnologia de exploatare, care oferă parametrii de proiectare, se bazează pe următoarele condiții organizatorice și tehnice:

- ultimul element de distribuție (poate fi aripa de aspersiune în cazul irigației prin aspersiune, sau conducta flexibilă în cazul udării pe brazde) transportă în general un singur modul  $m$ .

- debitul  $Q$  al conductei  $C$ , deservind suprafața  $S$  prevăzută cu  $n$  prize de udare, se stabilește pentru a asigura doza de apă  $D$  (m<sup>3</sup>/ha) necesară în perioada  $T$  de cerință maximă ( $T$  poate fi: o lună, de exemplu iulie = 720 ore, o săptămână și chiar o zi), cu debitul caracteristic  $q$  (l/s ha).

Calculul debitului  $Q$  și al celorlalte caracteristici hidraulico-funcționale se face astfel:

- se stabilește volumul total de apă  $V_T$  care trebuie furnizat prin conducta  $C$  suprafeței  $S$ , în perioada  $T$ :

$$V_T = S \cdot D = S \cdot q_c \cdot T \quad (78)$$

- debitul  $Q$  al conductei  $C$ , care rămâne constant în toată perioada  $T$ , este:

$$Q = \frac{S \cdot D}{T} \text{ sau } Q = S \cdot q \quad (79)$$

- numărul de prize  $n$  ce funcționează simultan este condiționat de debitul conductei  $Q$  și de debitul prizei<sup>1</sup>, respectiv modulul  $m$ :

$$n = \frac{Q}{m} \quad (80)$$

<sup>1</sup> Priza pe rețeaua sub presiune poate fi: bornă de irigație (cu 1-2-3-4 prize) sau hidrant (cu 1 priză), la care se cuplează ultimul element de distribuție (aripi de aspersiune sau conducte rigide sau flexibile).

– volumul de apă  $v$  furnizat prin fiecare priză în timpul perioadei  $T$  va fi:

$$v = \frac{V_T}{n} = \frac{S \cdot D}{n} = \frac{Q \cdot T}{n} \quad (81)$$

– timpul de funcționare  $t$  al fiecărei prize cu modulul  $m$  va fi:

$$t = \frac{v}{m} = \frac{V_T}{n \cdot m} = \frac{Q \cdot T}{n \cdot m} \quad (82)$$

– suprafața  $s_m$  care se poate uda cu modulul  $m$  în mod continuu, prin debitul caracteristic (fictiv)  $q_c$ , este:

$$s_m = \frac{m}{q_c} \quad (83)$$

Din proiectare, cunoscându-se pentru fiecare conductă  $C$  suprafața pe care o deservește  $S$  (v. capitolul 2) pentru stabilirea debitului  $Q$ , respectiv a numărului de module pe care trebuie să-l transporte conducta, trebuie să se calculeze de câte ori suprafața  $S$  conține suprafața  $s_m$  deservită de un modul  $m$ .

Știindu-se că  $s_m = \frac{m}{q_c}$ , rezultă că:

$$Q = m \frac{S}{s_m} = S \cdot q_c \quad (84)$$

(Exemplul de calcul pentru distribuția prin „rotație” pe rețele sub presiune se va da concomitent cu distribuția la „cerere”).

**Distribuția la „cerere”.** Acest procedeu de distribuție fiind cel mai rațional și cel mai tehnic, punând la dispoziția beneficiarului apa necesară la „cerere”, când are nevoie, capătă în ultima perioadă extindere maximă. În condițiile zonei temperate, cu climat subumed, unde succesiunea perioadelor ploioase și secetoase are o frecvență mare, sistemul de distribuție la „cerere” trebuie să devină dominant. Dimensionarea și echiparea S.I. pentru a funcționa cu distribuție la „cerere” și înzestrarea sa și cu o rețea de colectare și evacuare a surplusului de apă, creează condiții optime pentru dirijarea apei după „cerințe” și în zonele subumede. Sistemele moderne de irigații se realizează în această concepție chiar dacă aducțiunea este deschisă cu scurgere liberă. Automatizarea rețelilor de aducțiune și distribuție asigură distribuția la „cerere” (v. capitolul 2), cu cheltuieli ce se înscriu în limite acceptabile (circa 3% din  $C+M$ , după literatura de specialitate din S.U.A.).

Distribuția la „cerere” diferă fundamental de distribuția prin „rotație”, ca și procedeul de calcul.

Sistemele de irigații cu distribuție la „cerere”, deși se aseamănă în funcționalitate cu rețelele publice de alimentare cu apă potabilă, se calculează după alte norme decât acestea.

În timp ce în rețelele publice de apă potabilă circulă debite relativ mici, cu distribuții reduse la

branșamente (redușe în comparație cu debitul transportat), în rețelele de irigații<sup>1</sup> debitul livrat la fiecare priză este mare, în comparație cu debitul conductei  $C$ .

Prevederea consumului de apă în rețea, respectiv debitul pentru care trebuie să se dimensioneze rețeaua de conducte, constituie o problemă destul de dificilă, prin complexitatea ce o introduce variabilitatea factorilor naturali (condiții climatice, stadiul de vegetație al plantelor), respectiv influența factorilor aleatori.

Debitul maxim maximorum (de vârf) corespunzător alimentării simultane a tuturor prizelor, reprezentând o eventualitate rară, nu trebuie să stea la baza dimensionării rețelei de conducte. Aceasta ar conduce la rețele și instalații supradimensionate și cu o funcționalitate de vârf foarte rară și nejustificată. Ținând cont de nevoile de debit, având în vedere că nu toate prizele sunt folosite simultan, se poate calcula o probabilitate de reducere a utilizării prizelor, al căror număr va fi cu atât mai mic cu cât numărul total al prizelor deservite de o anumită conductă este mai mare. De altfel, cheltuielile de investiții și exploatare, precum și economia de materiale feroase, limitează la dimensiuni rezonabile rețelele sub presiune, acestea încadrându-se, în general, ca „sectoare sub presiune” sau „ploturi” de 500-2.000 ha, în S.I. deschise (v. figurile 2.11 și 2.12). Pentru acest motiv, tratarea problemei debitului de calcul pentru dimensionarea rețelilor de irigație sub presiune cu distribuția la „cerere”, se face cu referire la un plot sau sector sub presiune de 500-2.000 ha.

*Elemente de calcul.* Debitul  $Q$ , pentru care se dimensionează rețeaua sub presiune, trebuie să conducă la o „frecvență de funcționare” ( $p$ ) economică a rețelei; această frecvență economică este probabilitatea adoptată, care asigură și „randamentul optim” ( $r$ ) de utilizare a rețelei.

Ca elemente de calcul sunt necesare următoarele:

– suprafața  $S$  (ha) care va fi alimentată de rețeaua sau conducta ( $C$ ) care se proiectează;

– numărul de prize  $n$  aflate pe  $C$  sau rețea (rezultă din planul traseului rețelei) și modulul udărilor  $m$ ; (debitul prizei este egal cu  $m$ , iar o priză reprezintă o singură gură de alimentare). Dacă o bornă de irigație are una, două sau trei guri, acestea reprezintă respectiv una, două sau trei prize, fiecare priză funcționând cu un modul  $m$ ;  $m$  poate fi 4-8-10 l/s);

– debitul caracteristic  $q_c$  l/s/ha, sau cerințele de apă  $D$  m<sup>3</sup>/ha în perioada  $T$  (egală în general cu o lună, respectiv 720 ore).

Practic, distribuția apei nu se face continuu în întreaga perioadă  $T$ ; există timpi morți în care debitul va fi nul.

Dacă se consideră timpul real de utilizare a

<sup>1</sup> Asemănător ca în rețelele de apă industrială.

conductei  $T' < T$ , rezultă:

$$\frac{T'}{T} = r \rightarrow \text{randament de utilizare a rețelei; } r < 1; \quad (85)$$

$$Q' = \frac{S \cdot D}{T'} = \frac{Q}{r} \rightarrow \text{debitul mediu al conductei} \quad (86)$$

fiind debitul corespunzând distribuției prin rotație sau debitul fictiv continuu în perioada  $T$  – lună, decadă etc. – cu cerințe maxime);

$$t' = \frac{Q' \cdot T'}{m \cdot n} = \frac{Q \cdot T'}{r \cdot m \cdot n} \rightarrow \text{timpul mediu} \quad (87)$$

de funcționare al unei prize

$$p = \frac{t'}{T'} = \frac{Q}{r \cdot m \cdot n} \rightarrow \text{probabilitatea} \quad (88)$$

pentru care o priză oarecare va fi în funcțiune (frecvența sa de funcționare).

În funcție de probabilitatea de funcționare normală a rețelei (sau conductei  $C$ ), numită și *calitatea de funcționare*  $F < 99,9\%$ , s-a determinat [8] parametrul  $U$  (tab. 3.22) inclus în relația debitului la cerere.

**Tabelul 3.22.** Valoarea parametrului  $U$

Probabilitatea de funcționare normală a rețelei – calitatea de funcționare $F$ (%)	$U$
70	0,525
80	0,842
90	1,282
95	1,645
99	2,324
99,9	3,090

Pentru aceste condiții, René Clement [8] stabilește (1955) relația de calcul a debitului „ $Q''$ ” pe care conducta  $C$  trebuie să-l asigure pentru o calitate de funcționare  $F$  (grad de asigurare):

$$Q'' = \frac{Q}{r} \left( 1 + U \sqrt{\frac{m \cdot r}{Q} - \frac{1}{n}} \right) \quad (89)$$

în care:

$$Q = Q' \cdot r = \frac{S \cdot D}{T} \quad (90)$$

ce corespunde debitului pe care l-ar avea conducta într-o distribuție prin rotație, întinzându-se pe toată perioada  $T$ .

Întrucât rezultatul obținut pentru  $Q''$ , prin formula (89), poate fi diferit de un multiplu de  $m$ , este necesară corijarea acestuia, în asemenea cazuri, pentru a rezulta o valoare a lui  $Q$  egală cu un multiplu de  $m$ .

*Valori normale ale parametrilor  $r$  și  $F$ .* Randamentul de utilizare  $r = \frac{T'}{T} < 1$ . Valoarea acestui ra-

port este apropiată de 1, întrucât rețeaua de conducte rămâne foarte rar neutilizată integral în perioada lunilor secetoase de vară, mai ales dacă numărul prizelor  $n$  este mare. Costul ridicat al rețelei sub presiune impune, de asemenea, o folosire intensă a acesteia. În proiectare se adoptă curent o utilizare minimă de 16 sau 18 ore din 24, deci:

$$r = \frac{16}{24} = 0,667, \text{ respectiv } r = \frac{18}{24} = 0,75$$

Calitatea de funcționare  $F$  (%) trebuie aleasă astfel încât să conducă la o probabilitate de funcționare economică, deci optimă.

Rețelele de irigații sub presiune se deosebesc de cele de alimentare cu apă potabilă și din punct de vedere al calității de funcționare. Trebuie reținut că în agricultură randamentele (producțiile agricole  $P$ ) nu sunt nelimitat proporționale cu cantitățile de apă furnizate. Este de reținut și că o reducere (o subdimensionare) relativ mică a rețelei poate avea ca rezultat o scădere neglijabilă a producției agricole.

Cunoscându-se că pentru  $F$  ridicată (aproape de 100%) va rezulta un debit important, respectiv o supradimensionare a conductelor, cu un preț de cost  $K_T$  mare, rezultă că în proiectare trebuie găsit un echilibru între  $K_T$  și  $F$ , care depinde de producția agricolă  $P$ .

Tehnica franceză (R. Clement) recomandă  $F = 95\%$ , pentru care rezultă o probabilitate de funcționare economică. Pentru  $F = 95\%$ , rezultă  $U = 1,645$ .

*Mărimea relativă  $X$  a debitului.* Formula R. Clement (91) evidențiază creșterea relativă  $X$  a debitului  $Q''$ , de asigurat pentru o distribuție la cerere, fie în raport cu  $Q$  (debitul corespunzând la o distribuție prin rotație funcționând neîntrerupt în timpul perioadei  $T$ ),

fie în raport cu  $Q' = \frac{Q}{r}$  (debitul egal cu debitul mediu calculat pe durata redusă de utilizare  $T'$ ). Rezultă:

$$\begin{cases} X = \frac{Q''}{Q} = \frac{1}{r} \left( 1 + U \sqrt{\frac{m \cdot r}{Q} - \frac{1}{n}} \right) \\ X' = \frac{Q''}{Q'} = rX \end{cases} \quad (91)$$

Dacă se notează cu  $n_1$  numărul mediu al prizelor în funcțiune simultană  $\left( n_1 = \frac{Q}{r \cdot m}, \text{ cu } n_1 < n \right)$ , relația (91) se poate scrie:

$$X = \frac{1}{r} \left( 1 + U \sqrt{\frac{1}{n_1} - \frac{1}{n}} \right) \quad (91')$$

$X$  va varia după alegerea care se va face pentru  $r$  și  $U$  și va fi funcție de importanța conductei  $C$ . Pentru conducte de debit mic (cazul I), care alimentează un număr redus de prize,  $X$  va fi mai important decât pentru conducte principale (cazul II). Calculul proba-



bilităților va avea rol mai redus în cazul I.

*Exemplu [2]:* Se consideră: suprafața de irigat  $S$  (ha); debitul caracteristic  $q_c = 0,75$  l/s·ha; modulul  $m = 4$  l/s; randamentul de utilizare a rețelei  $r = 0,75$ ; calitatea de funcționare  $F = 95\%$  pentru care  $U = 1,645$ ; pentru o priză la hectar  $n = S$ .

În cazul existenței în perimetrul  $S$  a unei conducte  $C_1$  ce alimentează o suprafață  $S_1 = 100$  ha și a unei conducte  $C_2$  ce alimentează o suprafață  $S_2 = 10$  ha, debitele acestor conducte vor trebui majorate, în raport cu distribuția prin rotație, prin coeficienții  $X_1$  respectiv  $X_2$ .

Debitul conductei  $C_1$  va trebui să fie majorat prin  $X_1$  pentru care:

$$\begin{cases} Q = S_1 \cdot q_c = 100 \cdot 0,75 = 75 \text{ l/s} \\ n = S_1 = 100 \\ n_1 = \frac{Q}{m \cdot r} = \frac{75}{4 \cdot 0,75} = 25 \end{cases}$$

de unde:

$$X_1 = \frac{1}{0,75} \left( 1 + 1,645 \sqrt{\frac{1}{25} - \frac{1}{100}} \right) = \frac{1,285}{0,75} = 1,71 \quad (92)$$

Debitul conductei  $C_2$  va trebui să fie majorat prin  $X_2$  pentru care:

$$\begin{cases} Q = S_2 \cdot q_c = 10 \cdot 0,75 = 7,5 \text{ l/s} \\ n = S_2 = 10 \\ n_1 = \frac{Q}{m \cdot r} = \frac{7,5}{4 \cdot 0,75} = 2,5 \end{cases}$$

de unde:

$$X_2 = \frac{1}{0,75} \left( 1 + 1,645 \sqrt{\frac{1}{2,5} - \frac{1}{10}} \right) = \frac{1,90}{0,75} = 2,53 \quad (93)$$

Pentru exemplele luate, majorările de debit sunt de 71% pentru  $C_1$  și 153% pentru  $C_2$ . În calculul (dimensionarea) conductelor – rețelelor trebuie să se țină seama că debitul de dimensionat trebuie să reprezinte un multiplu de module, rezultat, în cazul distribuției la „cerere”, din majorarea debitului de distribuție prin „rotație” cu coeficientul  $X$ .

Pentru ultimul caz, de exemplu ( $C_2$ ), unde  $m = 4$  l/s, iar  $q_c = 0,75$  l/s·ha, respectiv  $Q = S \cdot q_c = 7,5$  l/s, se adoptă:

$Q = 8$  l/s =  $2 \cdot m$  în cazul distribuției prin rotație și

$Q'' = X_2 \cdot Q = 2,53 \cdot 7,5 = 19$  l/s  $\rightarrow 20$  l/s =  $5 \cdot m$ , deci cu o creștere de  $150\% \approx 153\%$ , cât a rezultat din relația 3.93.

*Concluzii cu exemple de calcul.* Soluția de dis-

tribuție adoptată în dimensionarea unei rețele de irigații sub presiune este condiționată de eficiența economică și avantajele tehnico-organizatorice. Între cele două procedee de distribuție, prin „rotație” și la „cerere”, existând puncte de convergență ce conduc spre soluții optime, revine pentru proiectant obligația analizării comparative în toate cazurile, fără preconcepții, a efectelor tehnice și economice.

Exemplele [2] comparative ce vor urma vor fi edificatoare pentru cele două soluții de distribuție.

Ca *exemplu*, se propune să se calculeze debitul de apă pentru care se va face dimensionarea conductelor dintr-o rețea de irigație sub presiune, pentru:

–  $S = 1.000$  ha, suprafața perimetrului de amenajat;

–  $q_c = 0,75$  l/s ha, debitul caracteristic;

–  $m = 8$  l/s, modulul (la priza bornei sau hidrantului);

–  $i = 5$ , numărul de prize (se consideră o priză la un hectar);

– în cazul distribuției prin „rotație”, funcționarea este de 24 h din 24;

– în cazul distribuției la „cerere” se adoptă:  $F = 95\%$ , rezultând pentru  $U = 1,645$   $r = 0,67$ .

– din planul de situație cu rețeaua de conducte ( $C$ ), rezultă următoarea distribuție de suprafețe  $S_i$  ce trebuie să fie alimentate cu apă de către  $C_i$ : ( $C_1$ ) deservește  $S_1 = 1.000$  ha, ( $C_2$ )  $S_2 = 100$  ha, ( $C_3$ )  $S_3 = 20$  ha, ( $C_4$ )  $S_4 = 5$  ha și ( $C_5$ ) deservește  $S_5 = 2$  ha.

*Cazul distribuției prin „rotație” neîntreruptă.* Suprafața  $s_m$  udată cu modulul  $m$  este:

$$s_m = \frac{m}{q_c} = \frac{8}{0,75} = 10 \text{ ha } 66 \text{ a}$$

În distribuția prin rotație, fiecare conductă  $C$  se calculează pentru a transporta un debit practic ( $Q_p$ ) cuprinzând atâtea module  $i_m$  de câte ori suprafața  $s_m$  este cuprinsă în  $S_i$ , rezultatul rotunjindu-se la număr întreg imediat superior (tab. 3.23).

**Tabelul 3.23.** Determinarea debitului practic  $Q_p$  pentru care se dimensionează conductele, la distribuția prin „rotație” [2]

Conductele C	Suprafața deservită S ha sau numărul de prize n	Debitul calculat Q		Debitul practic de asigurat $Q_p$	
		Numărul de module $i_m = \frac{S_i}{s_m}$	$Q = S \cdot q_s$ (l/s)	Numărul de prize în funcțiune simultană $n = \frac{Q}{m}$	$Q_p = n \cdot m$ (l/s)
( $C_1$ )	1000	93,7	750	94	752
( $C_2$ )	100	9,4	75	10	80
( $C_3$ )	20	1,87	15	2	16
( $C_4$ )	5	0,47	3,75	1	8
( $C_5$ )	2	0,19	1,50	1	8

Cazul distribuției la „cerere”. Debitele  $Q$  stabilite pentru cazul precedent (distribuția prin „rotație” neîntreruptă, v. tab. 3.23) vor fi majorate la  $Q''$ , prin aplicarea relației (94), pusă sub forma:

$$Q'' = \frac{Q}{r} \left( 1 + U \sqrt{\frac{1}{n_1} - \frac{1}{n}} \right) \quad (94)$$

cu  $n_1 = \frac{Q}{m \cdot r} = \frac{Q \cdot S}{r \cdot m} = \frac{0,75 \cdot S}{0,68 \cdot 8} = 0,14S =$  numărul de prize în funcțiune simultană.

Rezultă că  $n_1$  este proporțional cu  $S$  într-o rețea de irigații sub presiune. Pentru exemplul luat  $n = S$ , relația 94 se poate scrie:

$$Q'' = Q \left( 1 + 1,645 \sqrt{\frac{1-0,14}{0,14}} \sqrt{\frac{1}{S}} \right) \quad (94')$$

sau

$$Q'' = Q \left( \frac{1 + 4,08 \cdot S^{-\frac{1}{2}}}{0,67} \right) \quad (95)$$

Rezultatele și în acest caz trebuie să fie rotunjite la numere întregi de module (tab. 3.24).

Ultima coloană a tabelului 3.24 indică ordinul de mărime al majorării debitului de calcul pentru conductele funcționând la „cerere”, comparativ cu distribuția prin „rotație” neîntreruptă. Se constată că pentru anumite categorii de conducte majorarea este foarte importantă, ajungând chiar la dublarea debitului și mai mult. Majorarea este mai mare pentru conductele de importanță mai mică (care deservește suprafețe mai mici), limita inferioară a dimensiunilor fiind condiționată de necesitatea transportării unui debit minim egal cu modulul  $m$ , chiar pentru suprafețe deservite mai mici de  $s_m$ .

Exemplul conductei  $C_3$ , la care majoritatea debitului practic ajunge la 200%, obligă pe proiectant să analizeze oportunitatea adoptării distribuției la „cerere”, întrucât această distribuție conduce la cheltuieli de investiții ce pot depăși limitele de rentabilitate.

În proiectarea rețelei sub presiune, debitele ( $Q_p$  –

pentru distribuția prin rotație, sau  $Q_p''$  – pentru distribuția la cerere) se vor înscrie, alături de presiunile necesare, pe schema (planul) rețelei (v. figura 2.12).

### 3.6. SURSE DE APĂ OPTIM ECONOMICE CARE ASIGURĂ DEBITELE ȘI VOLUMELE NECESARE, „LA CERERE”

Dintre numeroasele genuri de surse de apă, marilor sisteme de irigații, cu folosință complexă și funcționare automată, le corespunde cel mai bine „acumulările”. În cazul dimensionării și exploatării, după regimul S.I., aceste surse sunt capabile să asigure apa la „cerere”. Exemplele la care s-au făcut referiri (S.I. Provence, Ticino, Don și altele) demonstrează valabilitatea soluției „prizelor prin acumulări”, de altfel și în țara noastră tendința este aceeași.

Problemele puse în fața proiectanților S.I. moderne, din punct de vedere al surselor de apă, în cazul de față „acumulările”, sunt legate de fixarea parametrilor optimi ai acestora, în scopul folosirii complexe.

Ideea introducerii acumulărilor în tehnica irigației este pornită din constatarea, verificată și în bazinul hidrografic Durance – Franța, prin care apele acestui râu sunt valorificate prin acumulări în proporție de 50% (din volumul anual scurs). Această soluție (acumulări) permite irigarea unei suprafețe de 54 ha cu apă acumulată de pe o suprafață de 1 km<sup>2</sup> bazin versant, în timp ce râurile cu regim pluvial (neregularizate, alimentate numai din ploi) sunt slab folosite pentru irigații; abia 1/10 din volumul anual poate în medie să fie folosit, revenind pe 1 km<sup>2</sup> bazin versant o suprafață de 8-10 ha [21].

Regularizarea scurgerii sezonieră și anuală, care utilizează din plin și precipitațiile din toamnă și iarna (topirea zăpezilor și ghețurilor), prin acumulări de medie și mare capacitate (fig. 3.22 și 3.23), va constitui în viitorul irigațiilor soluția prioritară a surselor de apă.

**Tabelul 3.24.** Determinarea debitului practic  $Q_p''$  pentru care se dimensionează conductele la distribuția la „cerere” [2]

Conductele $C$	Suprafața servită $S$ (ha) sau numărul de prize $n$	Debitul distribuției prin „rotație” $Q = S \cdot q_c$ (l/s)	Debitul calculat $Q''$ (formula 3.94')		Debitul practic de asigurat $Q_p''$		Majorarea $100 \cdot \frac{Q_p'' - Q_p}{Q_p}$
			$n_1 = \frac{Q}{r \cdot m}$	$Q''$ (l/s)	Numărul de prize în funcțiune simultană $n_1 = \frac{Q''}{m}$	$Q_p'' = n_1 \cdot m$ (l/s)	
$(C_1)$	1000	750	140	1270	159	1272	69%
$(C_2)$	100	75	14	158	20	160	100%
$(C_3)$	20	15	2,80	43	6	48	200%
$(C_4)$	5	3,75	0,70	15,85	2	16	100%
$(C_5)$	2	1,50	0,28	8,70	2	16	100%



Fig. 3.22. Acumularea sezonieră Mignano.

Aceasta va asigura o folosire intensă a surselor proprii de apă (ploi, zăpezi și altele), o valorificare complexă pentru sectoarele interesate (irigații, hidroenergetică, transporturi, alimentări cu apă și altele (v. fig. 3.26) și o epurare corespunzătoare a apelor, pericolul colmatării S.I. fiind înlăturat (v. S.I. Canal Provence).

Paralel cu marile acumulări, proprii marilor sisteme hidrotehnice, se înregistrează în tehnica mondială și dezvoltarea pe scară largă a acumulărilor locale „colinare” (cu:  $V_a = 20.000 - \max. 400.000 \text{ m}^3$  și  $H_d = 7-20 \text{ m}$ ) (v. fig. 2.13).

Prin studii topografice, hidrogeologice și de gospodărire a apelor se fixează condițiile de amplasare optimă, volumul și procedeele constructive ale barajilor, ca și regimul de exploatare.

Se consideră că o acumulare este rentabilă când se asigură raportul:

$$\rho = \frac{\text{volumul apă reținut}}{\text{volumul barajului}} \geq 4 \quad (96)$$

$\rho = 10$  reprezintă un caz favorabil și  
 $\rho = 20$  sau  $\rho = 30$  un caz excelent [21].

### 3.6.1. OPTIMIZAREA PARAMETRILOR ACUMULĂRII CU FOLOSINȚE COMPLEXE. ASPECTE GENERALE

Metodele de calcul utilizate frecvent pentru determinarea parametrilor acumulărilor cu folosințe complexe sunt bazate pe *asigurări normate* și  *timpul normat* de recuperare a investițiilor, folosind cheltuielile anuale de calcul, fără a se lua în considerație pagubele de neasigurare a apei (probabilitatea riscului) [18].

Pentru amenajări importante trebuie să se ia în considerare toate efectele economice la determinarea unor *parametri optimi economici*. Aceasta comportă stabilirea unor legături între amenajarea resurselor de

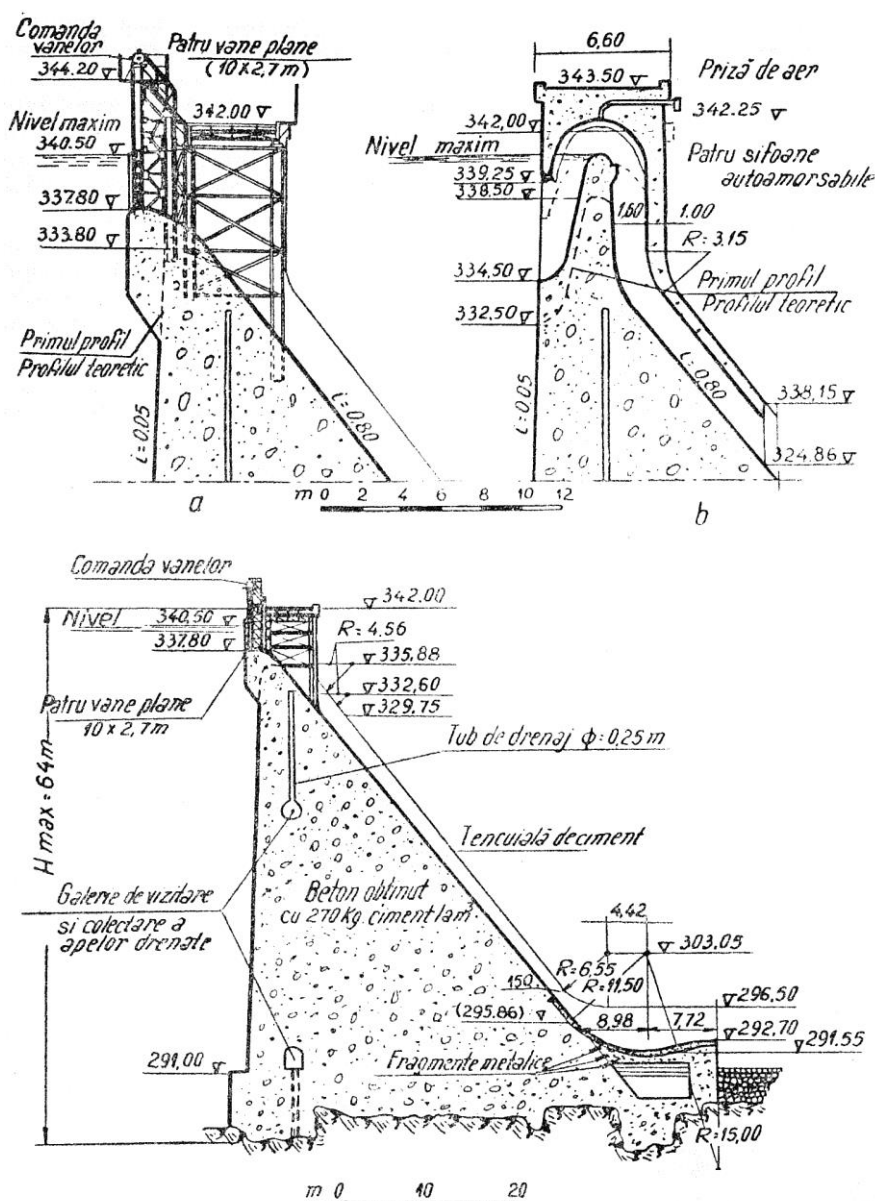


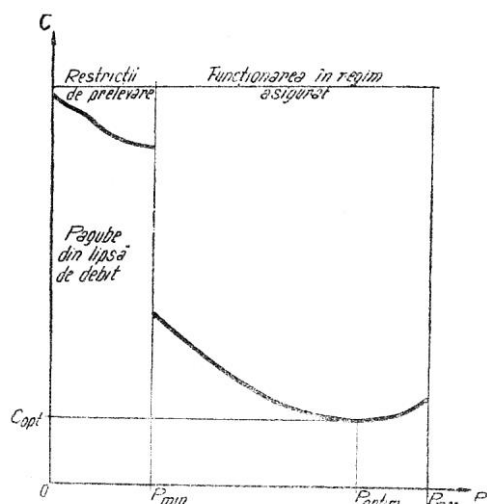
Fig. 3.23. Barajul Mignano – secțiuni transversale: a – secțiune transversală prin descărcătorul de suprafață; b – secțiune transversală prin sifonul autoamorsabil; c – secțiune transversală prin baraj.

apă și efectele ei economice, în domeniul folosințelor complexe.

Optimizarea parametrilor acumulării cu folosințe complexe implică o repartitie optimă în timp și spațiu a resurselor de apă între folosințe. Problema se poate rezolva prin metoda programării matematice (în special programarea dinamică), utilizând calculatoarele electronice în stabilirea parametrilor optimi economici. Contribuțiile aduse [17] sunt deosebit de importante în rezolvarea problemei, sub următoarele aspecte: repartizarea optimă a resurselor de apă între folosințe în perioada deficitară, aplicând programarea dinamică, distribuția rațională în timp a resurselor de apă între folosințe, folosind diverse grafice dispecer și optimizarea altor parametri pentru fiecare folosință în parte.

Modelul de calcul propus [17] exprimă de fapt noua metodă a „optimizării economice”, care ține seamă de legătura între parametrii de dimensionare și efectele economice ale acumulării complexe. S-a întocmit [17] și un program de calcul, bazat pe metoda programării dinamice la repartizarea optimă a resurselor de apă, analizându-se diverse variante de distribuție rațională în timp a apei (pentru trei folosințe: energetică, irigații, alimentare cu apă industrială). Analiza diverselor variante evidențiază parametrii diferiți, rezultă semnificația economică a atenției proiectării a acumulărilor complexe. Studiul [17] nu rezolvă și cazul utilizării lacurilor pentru combaterea inundațiilor.

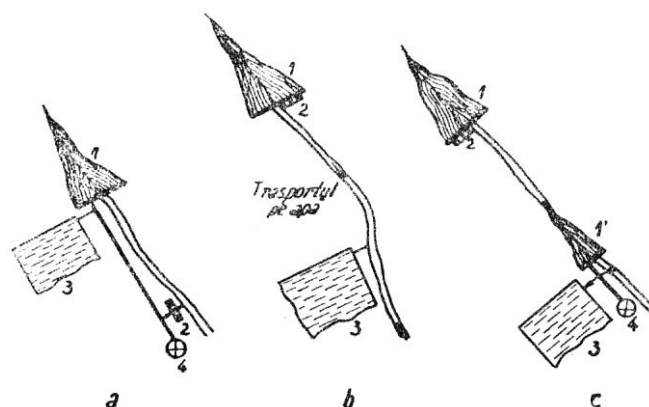
Problemele optimizării amenajărilor (acumulărilor complexe) au în vedere, îndeosebi, funcțiile de utilitate a folosințelor și a pierderilor provocate de neasigurarea apei. Se prezintă, ca exemplu, în figura 3.24 relația „apă – producție pentru industrie”. Pentru agricultura irigată interesează, de asemenea, relația „producție – consum de apă”.



**Fig. 3.24.** Schema relației „apă-producție”: C – cheltuieli sau pagube cauzate de lipsa debitului pentru folosința considerată; P – prelevări din sursă ale folosinței.

### 3.6.2. SCHEME DE AMENAJARE ȘI MODEL DE CALCUL LA STABILIREA PARAMETRILOR OPTIMI AI ACUMULĂRII CU FOLOSINȚE COMPLEXE

Schemele de amenajare ale acumulărilor pot fi de tipul celor din figura 3.25: cu utilizare în paralel (a), cu utilizare succesivă (b) și amenajare mixtă (c).



**Fig. 3.25.** Scheme tip de amenajarea acumulărilor: a – cu utilizare în paralel; b – cu utilizare succesivă; c – amenajare mixtă; 1 – lac de acumulare; 2 – uzină hidroelectrică; 3 – suprafața irigabilă; 4 – zonă industrială.

În cele trei scheme (a, b, c) cerințele de apă se calculează:

– pentru a:

$$Q_{ne} = Q_a + Q_i + Q_e \quad (97)$$

– pentru b:

$$\begin{cases} Q_{ne} = Q_e \text{ dacă } Q_e > Q_i \text{ sau } Q_i \\ Q_{ne} = Q_i \text{ dacă } Q_i > Q_e \text{ sau } Q_e \\ Q_{ne} = Q_t \text{ dacă } Q_t > Q_e \text{ sau } Q_i \end{cases} \quad (98)$$

– pentru c:

$$\begin{cases} Q_{ne} = Q_e \text{ dacă } Q_e > Q_a + Q_i \\ Q_{ne} = Q_a + Q_i \text{ dacă } Q_a + Q_i > Q_e \end{cases} \quad (99)$$

în care:

$Q_{ne}$  – debitul mediu necesar al complexului într-o anumită perioadă (săptămână, lună etc.);

$Q_a$  – debitul mediu pentru alimentarea cu apă în aceeași perioadă;

$Q_i$  – debitul mediu pentru irigații în aceeași perioadă.

În timpul iernii  $Q_i = 0$ ;

$Q_e$  – debitul mediu pentru energetică în aceeași perioadă;

$Q_t$  – debitul mediu lunar pentru transportul de apă.

**Calculul economic în optimizarea parametrilor pentru folosințe complexe.** Relația optimizării parametrilor exprimă condiția cheltuielilor totale anuale minime (Z):

$$Z = C + \varepsilon_N \cdot I \quad (100)$$

în care:

$C$  – cheltuielile anuale de exploatare, inclusiv pagubele provocate de neasigurarea apei;

$\varepsilon_N$  – eficiența normală,  $\varepsilon_N = \frac{I}{T_N}$ ;

$I$  – investițiile complexului în condițiile asigurării producției inclusiv și investițiile din lucrări de rezervă, lucrări de înlocuire.

Calculul de optimizare economică are în vedere, după cum s-a precizat, optimizarea următorilor parametri tehnici și funcționali:

1) *Repartiția optimă în spațiu a resurselor de apă între  $m$  folosințe.* Pentru folosirea calculatorului electronic, se prezintă [17] în figura 3.26 schema logică.

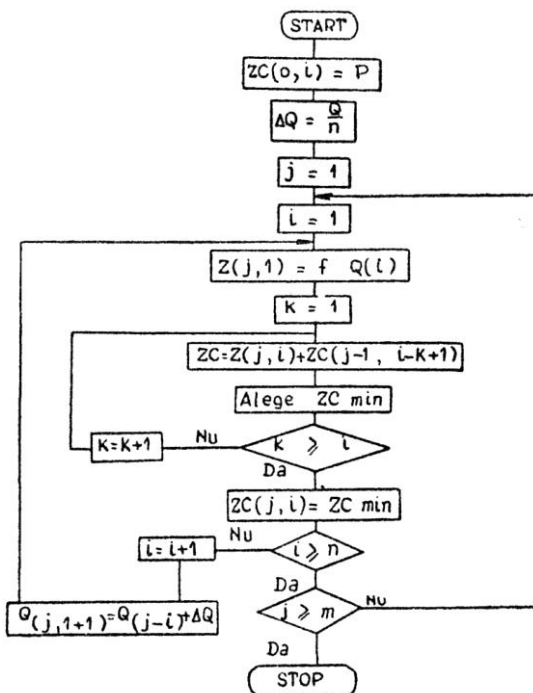


Fig. 3.26. Schemă logică pentru repartizarea optimă a apei între folosințe.

Semnificația simbolurilor este următoarea:

$P$  – pagube provocate în cazul lipsei totale a apei;

$n$  – numărul de împărțit (depinde de precizia cerută);

$Z$  – cheltuielile totale în fiecare folosință (inclusiv pagubele provocate pentru neasigurarea apei);

$ZC$  – cheltuielile totale în folosințele considerate;

$m$  – numărul de folosințe în complexul considerat.

Ecuatia optimizării procesului de repartizare a resurselor (resursele limitate sunt debitele nesatisfăcute cerințelor folosințelor în lunile deficitare –  $Q$ ) are forma:

$$Z(Q_1, Q_2, \dots, Q_m) = Z_1(Q_1) + Z_2(Q_2) + \dots + Z_m(Q_m) \rightarrow \text{minim} \quad (101)$$

$Z_1(Q_1), Z_2(Q_2), Z_m(Q_m)$  – cheltuieli totale lunare în folosințele 1, 2, ...,  $m$ , corespunzând debitelor folosite  $Q_1, Q_2, \dots, Q_m$  cu restricția:  $Q_1 + Q_2 + \dots + Q_m = Q$ , notându-se cu  $f_1(Q), f_2(Q), \dots, f_j(Q), \dots, f_m(Q)$  valorile minime ale cheltuielilor totale la fazele 1, 2, ...,  $j, \dots, m$ , calculul de optimizare (folosindu-se principiul de optimizare Bellman [20] pentru rezolvarea problemei optimizării prin procese succesive de repartizare a resurselor de apă) se efectuează după ordinea:

$$\begin{aligned} f_1(Q) &= \text{minim } Z_1(Q_1) \\ f_2(Q) &= \text{minim } [Z_2(Q_2) + f_1(Q - Q_2)] \\ &\vdots \\ f_j(Q) &= \text{minim } [Z_j(Q_j) + f_{j-1}(Q - Q_j)] \\ &\vdots \\ f_m(Q) &= \text{minim } [Z_m(Q_m) + f_{m-1}(Q - Q_m)] \end{aligned} \quad (102)$$

Valoarea  $f_m(Q)$  la ultima fază reprezintă valoarea minimă căutată a cheltuielilor totale lunare în luna considerată ( $Z_{\min}$ ).

Ecuatia

$f_j(Q) = \text{minim } [Z_j(Q_j) + f_{j-1}(Q - Q_j)]$  la o oarecare fază  $j$  este ecuația de recurență în metoda programării dinamice.

Pe baza cheltuielilor totale minime în lunile deficitare și a cheltuielilor normale în lunile asigurate se calculează cheltuielile totale anuale:

$$Z(n) = \sum_{l=1}^{12} Z(l) \quad (103)$$

Cheltuielile totale anuale medii ponderate prin actualizare se calculează cu:

$$Z_{\text{med}} = \frac{\sum_{n=l}^N Z(n) \cdot ACT}{\sum_{n=l}^N ACT} \quad (103')$$

în care:

$l$  este luna curentă;

$n$  – anul curent;

$N$  – numărul de ani pentru perioada de calcul;

$ACT$  – coeficientul de actualizare;

$$ACT = \frac{1}{(1 + \varepsilon)^{n-1}}$$

2) *Distribuția optimă în timp a resurselor de apă în cazul amenajărilor complexe.* În cazul folosințelor complexe ale acumulării, graficele dispecer (ale complexului) sunt întocmite ținându-se seama și de distribuția în timp între folosințe. Cerințele de apă ale folosințelor variază în timp atât în fiecare folosință (irigații,

energetică), cât și între folosințe (irigația necesită apă în mod predominant vara, iar energetica cere apă mai multă iarna, după graficul de sarcină (fig. 3.27).

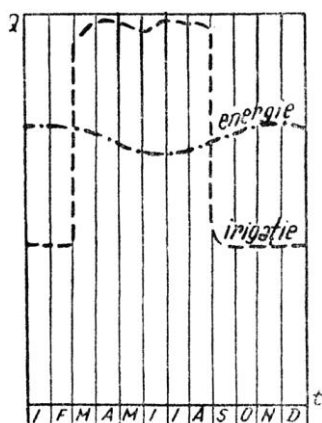


Fig. 3.27. Schemă de grafic dispecer pentru folosințe complexe.

Pentru optimizarea distribuției în timp a resurselor de apă se întocmește calculul de gospodărire a apelor pentru diverse grafice dispecer, corespunzătoare diferitelor distribuții în timp a cerințelor.

Se determină cheltuielile totale anuale pentru fiecare folosință  $Z_j(n)$  și cheltuielile anuale medii ponderate prin actualizare:

$$Z_{j\text{ med}} = \frac{\sum_{n=1}^N Z_j(n) \cdot ACT}{\sum_{n=1}^N ACT} \quad (104)$$

Cheltuielile totale actuale ale complexului (m) sunt:

$$Z = \sum_{j=1}^m Z_{j\text{ med}} \quad (105)$$

Pentru diferite grafice dispecer, de variante de exploatare, rezultând valori  $Z$  diferite, se reține pentru soluția proiectului varianta cu valoarea minimă ( $Z_{\min}$ ), corespunzătoare optimului de exploatare, respectiv distribuției raționale în timp a resurselor de apă.

3) *Optimizarea parametrilor acumulării pentru folosințe complexe cu schema de amenajare mixtă.* În cazul folosințelor paralele, care utilizează simultan resursele de apă, se aplică procedeele de repartizare optimă în spațiu a resurselor între folosințe (v.1), în timp ce pentru folosințele succesive a resurselor de apă între folosințe se aplică procedeele de distribuție optimă în timp (v.2).

Pentru găsirea variantei optime de exploatare, care corespunde valorii minime a cheltuielilor totale

anuale ale complexului  $\left( Z = \sum_{j=1}^m Z_j \right)$  ce asigură distri-

buția optimă a resurselor de apă între folosințe, atât în spațiu cât și în timp, se întocmește un studiu compara-

tiv pentru mai multe variante de exploatare, prin schimbarea graficelor dispecer. Fiecărei variante a acumulării (de volum) i se dă o valoare minimă a cheltuielilor totale anuale ( $Z_{\min}$ ), iar varianta optimă este cea care va avea valoarea  $Z_{\min \cdot \min}$ . Parametrii optimi ai acumulării vor fi cei ce corespund variantei optime de volum al lacului, cu  $Z_{\min \cdot \min}$ .

În cazul general și frecvent de amenajare a acumulării pentru „folosințe complexe în schemă de amenajare mixtă” s-a elaborat [17] un model de calcul la stabilirea parametrilor optimi ai lacului de acumulare.

Etapele de calcul în modelul propus [17] iau în considerare mai multe ipoteze pentru șirul de  $n$  ani, elaborându-se graficele dispecer respective, cu stabilirea valorii  $Z_{\min \cdot \min}$ . În calculele economice, modelul de calcul urmărește stabilirea parametrilor optimi ai acumulării pentru folosințele complexe, prin comparația variantelor. Criteriul de scriere a variantelor îl constituie „cheltuielile totale anuale de calcul” ale fiecărei folosințe, pe baza cărora se calculează cheltuielile anuale medii ponderate, prin actualizare și cheltuielile totale anuale medii ponderate afectate fiecărei folosințe:

$$Z_j = C + \varepsilon \cdot I \quad (106)$$

Cheltuielile totale de calcul  $Z = \sum_{j=1}^m Z_j$  ale com-

plexului sunt considerate criteriu pentru alegerea variantei optime.

În rezolvarea volumului important de calcule pentru modelul propus se folosește calculatorul electronic. Schema logică a programului de calcul (acumularea pentru trei folosințe: irigații, energetică, alimentări cu apă industrială) pentru modelul propus se prezintă în figura 3.28 [17].

Lista de semnificații a simbolurilor folosite în program:

QA	– Debitul lunar afluent în secțiunea barajului.
QD	– Debitul lunar după dispecer.
VD	– Volumul în lac după dispecer.
QNE	– Debitul lunar necesar pentru folosințe complexe.
C	– Cota de nivel în lac din relația $H \sim V$ .
VA	– Volumul de apă în lac din relația $H \sim V$ .
QINST	– Debitele instalate luate în ipoteză de calcul.
iv	– Numărul curent al variantei de volum al lacului.
id	– Numărul curent al ipotezei de date hidrologice.
n	– Numărul curent al variantei de grafice dispecer.

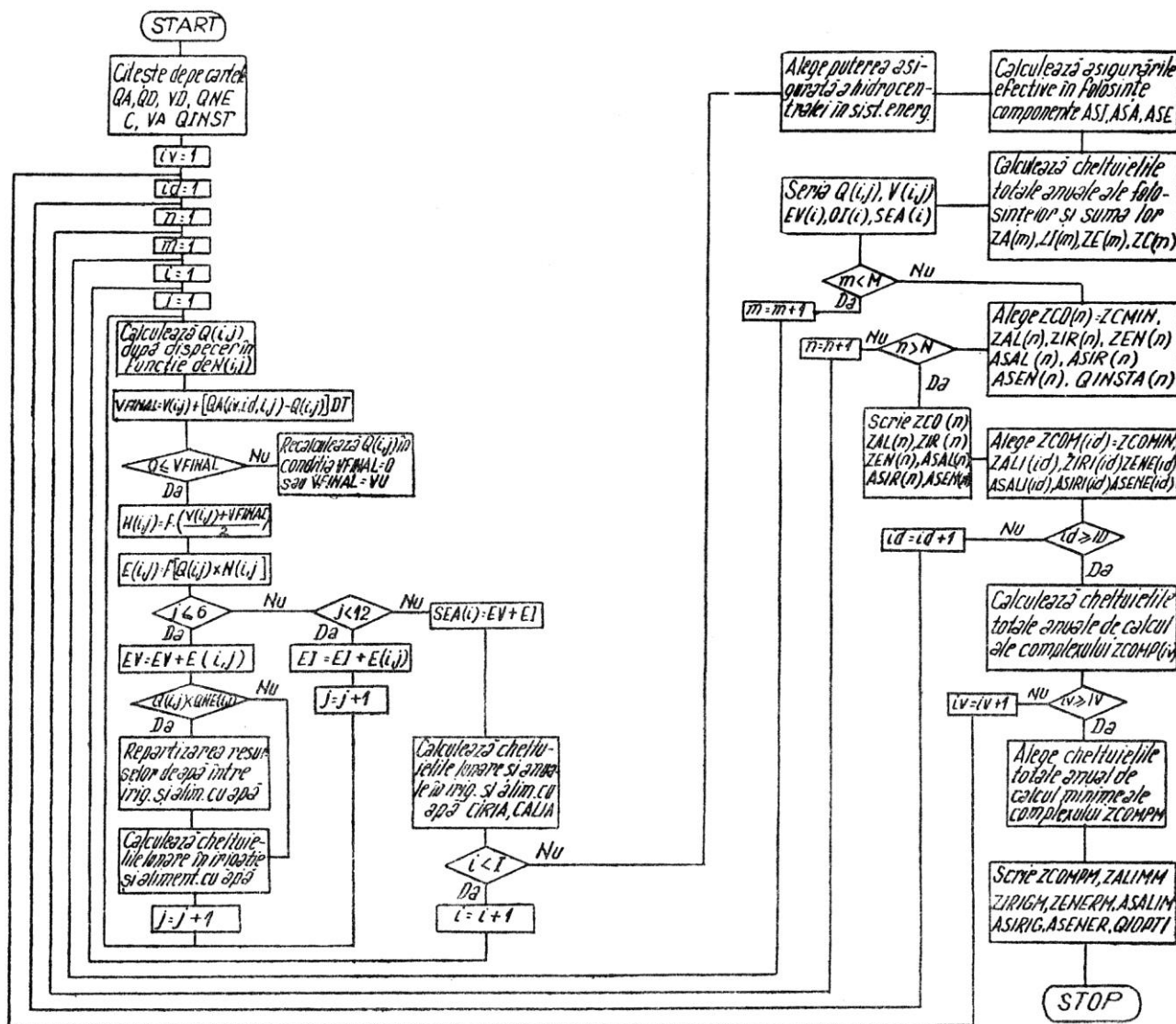


Fig. 3.28. Schema logică a programului de calcul pentru stabilirea parametrilor optimi ai acumuleșilor pentru folosințe complexe cu schemă de amenajare mixtă [17].

$m$	– Numărul curent al variantei de debite instalate.
$i$	– Anul curent.
$j$	– Luna curentă.
$Q$	– Debite lunare regularizate.
$V$	– Volum existent în lac la începutul lunii.
$VFINAL$	– Volumul de apă în lac la sfârșitul lunii.
$VU$	– Volumul util al lacului de acumulare.
$H$	– Cădere medie în fiecare lună.
$E$	– Energie lunară.
$EV$	– Suma de energie în semestrul de vară.
$EI$	– Suma de energie în semestrul de iarnă.
$SEA$	– Suma de energie într-un an.
$CIRIA$	– Cheltuielile anuale în irigație.
$CALIA$	– Cheltuieli anuale în alimentare cu apă.
$ZA$	– Cheltuielile totale anuale la alimentarea

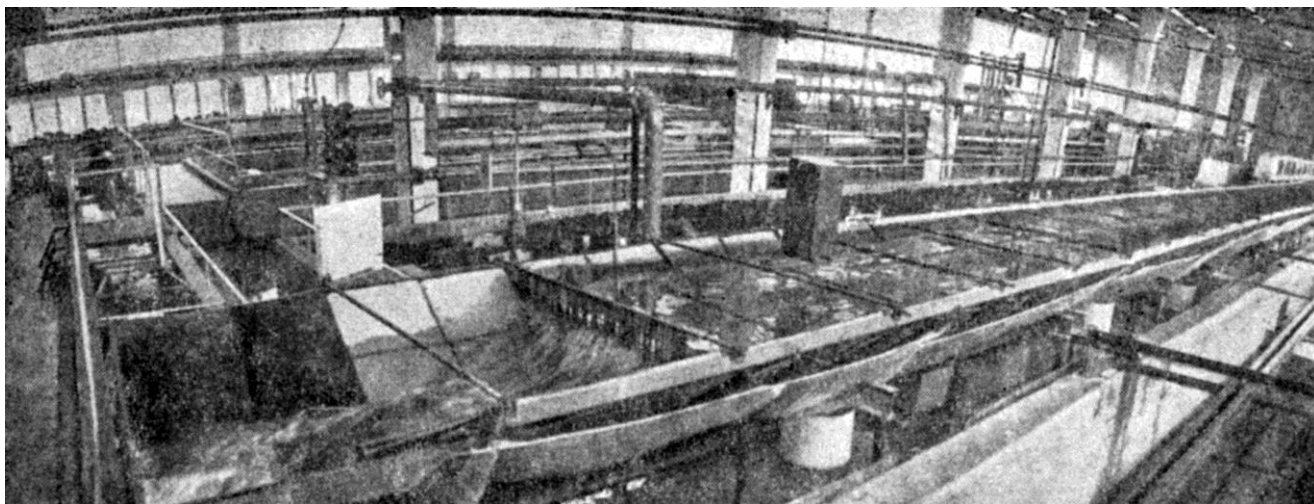
	cu apă în ciclu $M$ .
$ZI$	– Cheltuielile totale anuale la irigație în ciclul $M$ .
$ZE$	– Cheltuielile totale anuale în ciclul $M$ la energetică.
$ZC$	– Suma acestor cheltuieli în trei folosințe.
$ZAL$	– Cheltuielile totale anuale în ciclu $N$ la alimentare cu apă.
$ZIR$	– Cheltuielile totale anuale în ciclu $N$ la irigație.
$ZEN$	– Cheltuielile totale anuale în ciclu $N$ la energetică.
$ZCO$	– Suma acestor cheltuieli în trei folosințe.
$ZALI$	– Cheltuielile totale anuale în ciclu $ID$ la alimentare cu apă.
$ZIRI$	– Cheltuielile totale anuale în ciclu $ID$ la irigație.

<i>ZENE</i>	– Cheltuielile totale anuale în ciclu <i>ID</i> la energetică.
<i>QINSTA</i>	– Debitul instalat de calcul în ciclu <i>N</i> .
<i>ZCCM</i>	– Suma acestor cheltuieli în trei folosințe.
<i>ASA</i>	– Asigurarea efectivă în ciclu <i>M</i> la alimentarea cu apă.
<i>ASI</i>	– Asigurarea efectivă în ciclu <i>M</i> la irigație.
<i>ASE</i>	– Asigurarea efectivă în ciclu <i>M</i> la energetică.
<i>ASAL</i>	– Asigurarea efectivă în ciclu <i>N</i> la alimentare cu apă.
<i>ASIR</i>	– Asigurarea efectivă în ciclu <i>N</i> la irigație.
<i>ASEN</i>	– Asigurarea efectivă în ciclu <i>N</i> la energetică.
<i>ZCOMP</i>	– Cheltuielile totale anuale de calcul ale complexului.
<i>ZCOMPM</i>	– Cheltuielile totale anuale de calcul minime ale complexului.
<i>ZALIMM</i>	– Cheltuielile totale anuale de calcul în alimentare cu apă la variantă optimă.

<i>ZIRIGM</i>	– Cheltuielile totale anuale de calcul în irigații la varianta optimă.
<i>ZENERM</i>	– Cheltuielile totale anuale de calcul în energetică la varianta optimă.
<i>ASALIM</i>	– Asigurarea efectivă optimă în alimentarea de apă.
<i>ASIRIG</i>	– Asigurarea efectivă optimă în irigație.
<i>ASENERG</i>	– Asigurarea efectivă optimă în energetică.
<i>QIOPTI</i>	– Debitul instalat optim.

Autorul acestui program [17] a elaborat, în baza soluțiilor expuse, un studiu concret pentru trei folosințe: irigații (300.000 ha), alimentări cu apă industrială ( $Q = 5 \text{ m}^3/\text{s}$ ), energetică ( $P_s = 46,4 \text{ MW}$ ). Algoritmul de calcul a fost scris în limbajul automat de programare FORTRAN IV și realizat de calculatorul IBM 360, în 5 variante de volum util al lacului, cu schimbarea în fiecare variantă de trei ori a debitului instalat pentru centrala hidroelectrică.





Standul experimental al Laboratorului de irigații pentru studiul măsurilor de impermeabilizarea canalelor de irigații

#### Capitolul 4

# ELEMENTELE REȚELELOR DESCHISE. CANALELE. PROBLEME CONSTRUCTIVE ȘI DE CALCUL INIȚIAL ÎN REGIM NEAUTOMATIZAT

Aducțiunea, derivațiile, distribuțiile, care transportă debite mari sau care din considerente tehnice și economice se impun a fi construite sub formă de canale deschise, prezintă numeroase aspecte comune, diferențierile fiind legate de mărime, precizie de funcționare și siguranță.

Fără a repeta toate indicațiile de proiectare expuse anterior<sup>1</sup>, în paragrafele ce urmează vor fi subliniate unele aspecte comune întregii rețele de canale – traseu, profile în lung și transversale, formule și grafice dimensionale, măsuri de impermeabilizare – pentru cazul general: *regimul permanent uniform*. În cap. 5 și 6, unde se vor trata problemele legate de automatizarea rețelor deschise, se vor face referirile necesare în legătură cu hidraulica canalelor în *regim variat*.

## 4.1. TRASEUL CANALELOR

Traseul trebuie să corespundă condițiilor de optimizare, concretizate prin: *tehnicitate, economicitate, siguranță și randament*.

<sup>1</sup> A se vedea capitolul 12 din tratatul autorului „Irigații și desecări”, Editura Didactică și Pedagogică, București, 1969.

Alegerea traseului optim reprezintă o lucrare laborioasă, care necesită trasarea a numeroase profile. În soluția clasică, aceasta se rezolvă pe cale grafică, făcându-se apel în mare măsură la experiența și intuiția proiectantului. După anul 1970, trasarea variantelor posibile pentru axul longitudinal (al profilului longitudinal) s-a încercat să se facă cu mașina electronică ETVM, tipul Minsk-22, pentru care s-a stabilit o tehnologie de lucru, care permite alegerea variantei minime de terasamente necesare [6]. Realizarea directă a profilului longitudinal a impus unele adaptări, folosindu-se: redactorul grafic (U.G.V.) realizat de Institutul de Cibernetică al Academiei de Științe a fostei URSS, dispozitivul de înregistrare a coordonatelor duble (DRP-3), sistemul universal cu dispozitiv de înregistrare – care necesită încă îmbunătățiri [6].

*Parametrii de program* (condiții impuse) pentru profilul longitudinal optim sunt: cotele de dominație, reducerea pierderilor de apă, calitatea apei, alte cerințe de apă; iar *controlul*: suma cheltuielilor anuale.

Materializarea traseului părții inactive a aducțiunii întâmpină adesea greutăți, din cauza condițiilor naturale (orografice, în special) dificile.

Pentru ușurința adaptării unor soluții, se indică:

– evitarea terenurilor cu relief accidentat, alu-

necătoare, cu tasări, surpări, cu compoziții chimice ce pot altera îmbrăcămintele de beton etc.;

- în traversarea albiei majore să se urmărească lungimea minimă a părții inactive, din cauza dificultăților constructive și de exploatare impuse de condițiile hidrogeologice;

- prin zonele în care execuția canalelor deschise devine complicată, iar exploatarea incertă se analizează soluția înlocuirii secțiunilor deschise pe trasee lungi – ocolite, prin: conducte sub presiune, sifoane, apeducte, galerii – tuneluri etc.;

- adoptarea soluției de traseu, care să conducă la compensarea terasamentelor din ramblee cu cele din deblee;

- curbele trebuie să fie trasate cu raze mai mari de 80 de metri la canalele mari, pentru evitarea eroziunilor.

În cazul folosirii mixte (și pentru navigație), razele de curbă vor fi condiționate și de gabaritul navelor.

## 4.2. PROFILE LONGITUDINALE ȘI TRANSVERSALE

Scurgerea cu suprafață liberă în regim permanent este uniformă când panta longitudinală (în sensul scurgerii) și secțiunea transversală sunt constante, în tot lungul masei lichidului.

Panta canalului și secțiunea comandă viteza apei în canal și debitul.

### 4.2.1. PROFILUL LONGITUDINAL AL CANALELOR DE ADUCȚIUNE ȘI SECTOARELE DE CALCUL, ÎN REGIM PERMANENT

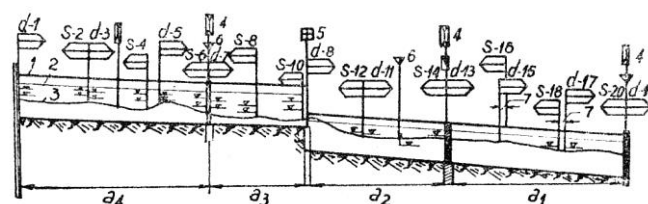
Panta canalelor nu se studiază ca o problemă independentă, aceasta rezultând din proiectarea cotei de comandă (dominație) și este în funcție de vitezele de neerodare și neînnămolire, precum și de condiția ca terasamentele de executat să fie minime ( $I_{max} = 0,002-0,006$ ;  $I_{min} = 0,0002-0,001$ ).

**Cota de dominație și panta luciului apei.** Cota apei din canalul de aducțiune (magistral) partea activă, trebuie să fie cu circa 0,10 m mai înaltă decât aceea din canalele de distribuție în punctele de derivație, pentru a compensa pierderile de sarcină din aceste puncte. Debitul normal al canalului magistral se calculează astfel ca el să poată face față eventual unui caz când debitele canalelor de distribuție trebuie să le întrecă pe cele normale. Pentru aceasta, nivelul apei din canalul magistral, în caz de  $Q_{normal}$ , trebuie să asigure cota apei din canalele

de distribuție la un  $Q_{forțat}$  al acestora. Aceasta nu înseamnă însă că nivelul normal al canalului magistral activ trebuie să fie mai mare decât nivelul forțat al canalului de distribuție, deoarece aceasta ar duce la supraînălțări inutile la diguri.

Satisfacerea debitului forțat al canalelor de distribuție prin debitul normal al canalului magistral activ poate fi asigurată și prin bararea acestuia. Dacă bararea nu poate fi realizată, nivelul inițial necesar al canalului magistral se va asigura în cursul proiectării.

După ce au fost stabilite cotele de dominație în punctele de distribuție, se stabilește panta luciului apei, care este dată de unirea cotelor de dominație, astfel ca să asigure irigarea suprafețelor de înălțime medie, deservite de canalul de distribuție (fig. 4.1).



**Fig. 4.1.** Profilul longitudinal al pantei canalului de aducțiune: 1 – cota digului; 2 – cota luciului apei; 3 – profilul longitudinal al terenului; 4 – pod; 5 – cădere; 6 – evacuare; 7 – secțiuni de calcul; d – derivație în dreapta; s – derivație în stânga;  $a_1, a_2, a_3, a_4$  – sectoarele părții active ale canalului magistral.

După stabilirea pantei luciului apei pe această cale, se verifică viteza pentru *neerodare, neînnămolire* și *stabilitatea albiei*. În caz de necorespondere, se căpușește canalul sau se prevăd căderi de apă. Numai după această verificare poate fi admisă definitiv panta canalului, care va asigura: dominația asupra canalelor de distribuție, siguranța, neerodarea și neînnămolirea.

Adesea, canalele de distribuție care deservesc terenuri prea înalte impun cote ridicate ale apei în canalul magistral. Un studiu economic va arăta dacă este mai convenabil să se reducă cotele de dominație ale canalului de distribuție și ale canalelor de ordin inferior (fie prin căpușire parțială, fie prin irigarea cu ridicare mecanică a zonelor mai înalte), să se renunțe la udarea unor anumite suprafețe sau să se construiască ramblee înalte.

**Variante de calcul al sectoarelor părții active a canalului magistral.** Capacitatea de trecere a părții active a canalului magistral se schimbă, prin micșorarea debitului din amonte în aval. Proiectarea se face pe sectoare de canal (părțile din canal mărginite prin instalații), în limita cărora capacitatea de trecere poate fi constantă sau poate varia, aplicându-se două variante de dimensionare.

**Varianta I.** Canalul se dimensionează astfel ca să poată transporta până la capătul sectorului tot debitul

inițial, considerând că ar putea surveni cazuri când apa ar rămâne nedistribuită, din cauza unor deteriorări a canalelor de distribuție sau dacă ar declara consumatorii că nu au nevoie de apă, pe toată lungimea sectorului.

Aceasta ar provoca următoarele neajunsuri:

- având aceeași capacitate de trecere pe toată lungimea sa, sectorul canalului va pierde din cota sa de dominație, în caz de debit normal, la fiecare derivație; cota necesară o va avea numai primul canal de distribuție alimentat;

- sporirea pierderilor de apă, sporirea vegetației din canal în cazul neimpermeabilizării;

- sporirea dimensiunilor construcțiilor hidrotehnice.

În consecință, vor trebui făcute barări (stăvilare) transversale, în aval de derivațiile canalelor de distribuție, pentru a ridica nivelul apei. Aceasta va duce însă la înămolirea albiei, prin micșorarea vitezei apei în amonte de baraje – stăvilare.

În cazul când terenul permite, această viteză ar putea fi sporită prin mărirea pantei canalului.

*Varianta a II-a.* Debitul de calcul al canalului într-o secțiune anumită se ia egal cu suma debitelor canalelor de distribuție aflate în aval, care funcționează concomitent. În acest caz, secțiunea se micșorează după derivarea fiecărui canal de distribuție, iar regimul canalului magistral activ va fi normal pe toată lungimea sectorului.

Această soluție este avantajoasă pentru că în orice punct al traseului, prin secțiune poate trece atât debitul normal, cât și unul superior acestuia, fără ca să fie nevoie de vreo supraînălțare a nivelului apei. De asemenea, nu are loc o înămolire a canalului și nu este favorizată dezvoltarea vegetației; cheltuielile sunt mai reduse, lipsind anumite lucrări de artă, ca baraje și stăvilare, și pentru că chiar dimensiunile canalului sunt mai mici. Ca element variabil se ia lățimea la fund a canalului; înălțimea apei variază în punctele unde se schimbă panta, iar căderile (de acolo) trebuie bine consolidate. Zona de legătură dintre două secțiuni diferite poate avea fundul chiar cu panta inversă, în cazul unei diferențe mici de adâncime și în cazul existenței posibilității de evacuare a apei dintre cele două secțiuni.

Mai este de observat că la prima variantă, alimentarea canalelor de distribuție este îngreuiată, în schimb navigația este favorizată, barajele putând fi mobile. La varianta a doua, dimensionarea canalului cu secțiuni variabile, descrescând din ce în ce, din amonte spre aval, îngreuiază navigația, dar favorizează alimentarea canalelor de distribuție, prin menținerea unei cote de dominație necesară.

Elementele geometrice ale părții active a canalului magistral se stabilesc, după cum s-a văzut, din

aval spre amonte, în ordinea creșterii debitului și pornind de la ultimul centru de distribuție.

Din profilul longitudinal dat în figura 4.1 se vede că întreg canalul este împărțit în mai multe sectoare de calcul care, la rândul lor, sunt formate dintr-un număr oarecare de tronsoane (lungimea dintre două derivații consecutive).

Prin sectoare de calcul se înțeleg porțiuni de canal mărginite, de obicei, prin barări transversale. În limita sectorului de calcul, capacitatea de trecere a albiei poate fi constantă sau variabilă.

Stabilirea elementelor geometrice și hidraulice se face într-o anumită ordine:

- se stabilește debitul de apă necesar ( $Q_{nec}$ ) la punctul terminal al ultimului tronson al sectorului de calcul, care este egal cu debitul sectorului de calcul situat în aval, la care se adaugă debitul ultimului canal de distribuție, al sectorului de calcul, ce pornește din acel punct;

- cunoscând debitul necesar, coeficientul de rugozitate normal și celelalte condiții arătate în subcapitolul 4.2.3, se stabilește lățimea la fund ( $b$ ) a canalului, în funcție de care se calculează apoi înălțimea apei în canal ( $h$ );

- cunoscând secțiunea canalului pentru trecerea debitului necesar ( $Q_{nec}$ ), precum și lungimea tronsonului de canal, se determină apoi pierderile de apă ( $P$ ), care, adăugate la debitul necesar, vor da valoarea debitului normal ( $Q_{nor}$ ):  $Q_{nor} = Q_{nec} + P$ ;

- în funcție de debitul normal ( $Q_{nor}$ ) și de coeficientul normal de rugozitate ( $n_{nor}$ ) se stabilește din nou adâncimea apei în canal, care va fi adâncimea normală ( $h_{nor}$ );

- cota fundului canalului în secțiunea de calcul se stabilește scăzând înălțimea normală a apei din canal ( $h_{nor}$ ), din cota de dominație a nivelului apei anterior stabilită;

- cunoscând elementele ( $b$ ), ( $h_{nor}$ ) și ( $m$ ) ale secțiunii, adică proiectând secțiunea în fiecare punct de derivație, se construiește profilul longitudinal al părții active a canalului magistral, prin unirea punctelor de dominație a luciului apei și a fundului canalului (v. figura 4.1<sup>1</sup>);

- secțiunea, astfel aflată, se verifică din punct de vedere al vitezei de neerodare și neînămolire. În caz că viteza depășește limita de neerodare, ea se reduce, fie prin micșorarea pantei canalului, introducând căderi consolidate, fie prin mărirea lățimii la fund ( $b$ ) a canalului și micșorarea înălțimii ( $h_{nor}$ ) a apei. Dacă viteza este mai mică decât limita de înămolire, ea poate fi mărită prin căptușirea albiei, adică prin micșorarea co-

<sup>1</sup> A se urmări și profilul longitudinal prezentat în lucrarea autorului „Irigații și desecări”, Editura Didactică și Pedagogică, 1969, pagina 765, figura 12.24.

eficientului de rugozitate, sau prin mărirea pantei canalului;

– se stabilește pentru diferitele puncte de derivație debitul forțat ( $Q_{\phi} = \phi \cdot Q_{nor}$ ) și se determină în funcție de el adâncimea maximă a apei ( $h_{max}$ ) din canal, în raport cu coeficientul de rugozitate maxim ( $n_{max}$ ). Nivelul sau cota maximă a apei din canal se determină prin adăugarea înălțimii maxime a apei ( $h_{max}$ ) la cota fundului canalului, aflată anterior pentru trecerea debitului normal ( $Q_{nor}$ ), lățimea la fund ( $b$ ) rămânând ca pentru  $Q_{nor}$ ;

– după determinarea calculului de stabilire a elementelor secțiunii în diferitele puncte, se trasează linia coronamentului digurilor deasupra nivelului maxim al apei din canal (tab. 4.1), precum și lățimea digurilor la coronament și taluzele lor admisibile, de obicei egale pe lungimea întregului sector;

– pentru asigurarea cotei de dominație în timpul trecerii debitelor minime din perioada de vegetație, se calculează și supraînălțarea ce trebuie realizată prin barări și se determină mărimea curbilor de remuu. La stabilirea punctelor de amplasare a barărilor se verifică înălțimea digurilor canalului;

– pentru următorul sector de calcul (amonte), cota apei trebuie să fie mai înaltă decât aceea a sectorului din aval cu minimum 10 cm, care reprezintă pierderile de presiune a apei în instalația de barare.

#### 4.2.2. VITEZA APEI

În cazul general, canalele de irigații au panta directă (din amonte în aval), regulată și constantă pe tronsoane lungi.

Panta trebuie să fie aleasă astfel încât viteza apei să asigure debitul prevăzut, fără să provoace eroziuni la fund și la taluze sau depuneri de materiale în suspensie (tab. 4.2).

Se admit practic, în mod curent, în canalele de irigații construite în pământ, viteze cuprinse între 0,50 și 1 m/s. În canalele căptușite, vitezele curente variază între 0,75 și 1,50 m/s [3].

**Tabelul 4.1.** Supraînălțarea digurilor peste nivelul maximal al apei din canal

Denumirea canalelor	Debitul (m <sup>3</sup> /s)	Albie de pământ	Albie consolidată cu fascine, piatră etc.	Albie betonată
Canale magistrale	>100	0,60-0,75	0,50-0,70	0,40-0,75
Canale magistrale	50-100	0,50-0,60	0,40-0,50	0,30-0,40
Canale magistrale	30-50	0,45-0,50	0,35-0,45	0,30-0,35
Canale de distribuție	20-30	0,35-0,40	0,30-0,35	0,25-0,30
Canale de distribuție	10-20	0,30-0,35	0,25-0,30	0,20-0,25
Canale de distribuție	5-10	0,25-0,30	0,20-0,25	0,15-0,30
Canale de distribuție din interiorul unității agricole	1-5	0,20-0,25	0,15-0,20	0,10-0,15
Canale de distribuție din interiorul unității agricole	0,5-1	0,05-0,10	0,05-0,10	0,05-0,10

**Tabelul 4.2.** Viteza maximă admisă, în funcție de natura patului canalului [3]

Patul canalului	Viteza maximă* la fund $V_f$ (m/s)	Observații
Nisip fin	0,40 -0,50	$V_m$ = viteza medie a apei în canal
Argilă compactă	0,604-0,75	$V_s$ = viteza la suprafață
Pietriș mărunț	0,504-0,70	$V_m = 0,80 V_s$
Pietriș mare	0,704-0,90	$V_f = 0,60 V_s$
Piatră	1,00-4-1,20	* – Viteza admisibilă poate fi mărită în cazul apei încărcate cu suspensii coloidale.
Șisturi slabe	1,504-1,80	Viteza nu trebuie să coboare sub valoarea minimă, pentru a evita depunerea materialelor în suspensie.
Roci dure	2,004-4,00	
Beton	4,00	

#### 4.2.3. PROFILE TRANSVERSALE CARACTERISTICE REȚELELOR DE IRIGAȚII

Forma secțiunii diferă când este vorba de canale deschise față de cele închise (apeducte).

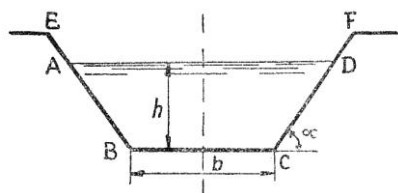
Canalele deschise au, în general, o secțiune trapezoidală isoscel simplă sau trapezoidală mixtă, care câteodată poate să fie rectangulară, semicirculară sau parabolică.

**Secțiunea simplu trapezoidală.** Acest tip de secțiune este redată în figura 4.2. Panta adoptată pentru taluze depinde de natura pereților, fiind mai mare pentru secțiunile în debleu decât pentru cele în rambleu (tab. 4.3).

Canalele de irigație se construiesc în debleu când traversează terenuri cu cote sau pante mari și există condiții de a se asigura „cota de dominație” a nivelului apei asupra terenurilor de irigat. De asemenea, la traversarea luncilor se recomandă ca aducțiunile să se construiască în debleu (fig. 4.3), pentru motive de ordin tehnic (hidrogeologic, subpresiuni, infiltrații, execuție etc.).

Secțiunea simplu trapezoidală se adoptă și la canalele construite în rambleu (fig. 4.4), atunci când acestea traversează depresiuni sau terenuri cu pantă mică. Pe cât posibil, asemenea secțiuni se evită din cauza costului ridicat de execuție, întreținere și ex-

ploatare, din cauza pericolului de rupere a digurilor și a cerinței de a crea gropi de împrumut. În vederea tasării ulterioare construcției, digurile trebuie supraînălțate în timpul execuției cu 15-30%.



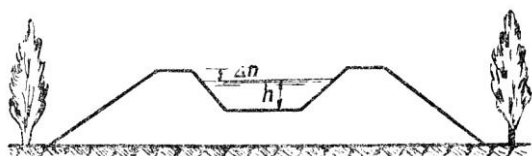
**Fig. 4.2.** Elementele secțiunii transversale ale unui canal [8]: EF – lățimea la gură; BC – lățimea la fund ( $b$ ); BE și CF – taluze;  $tg \alpha = \frac{1}{m}$  = panta taluzelor;  $h$  = înălțimea apei în canal.

**Tabelul 4.3.** Panta taluzelor la canale de irigații [3]

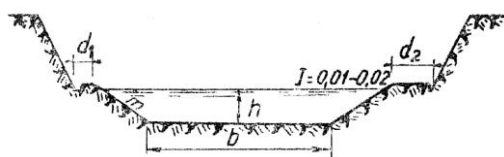
Taluz în debleu*	$\frac{1}{m} = \frac{\text{înălțime}}{\text{bază}}$	Observații
Stâncă	1/0	* pentru taluze în rambleu se poate adopta o pantă de $\frac{1}{m + \frac{m}{2}}$ , adică mai mică cu 1/3 decât pentru debleu.
Argilă	3/1	
Pământ argilos	2/1	
Pământ nisipo-argilos	1/1	
Pământ nisipos	2/3	



**Fig. 4.3.** Canalul de aducțiune Co – Sadova – Corabia traversând lunca Dunării ( $L = 10,36$  km;  $Q = 50$  m<sup>3</sup>/s).



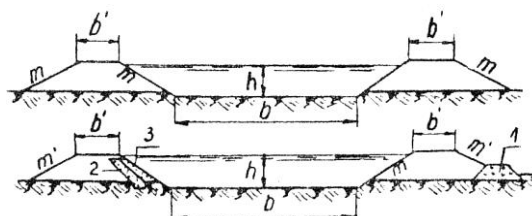
**Fig. 4.4.** Secțiunea transversală a unui canal de distribuție în rambleu.



**Fig. 4.5.** Secțiunea transversală prin partea inactivă a canalului de aducțiune [2].

Partea inactivă a canalului de aducțiune (magistral) trece, de obicei, la început printr-un debleu adânc, ale cărui taluze sunt întrerupte de banchete (fig. 4.5).

La ieșirea canalului în teren plan, secțiunea poate fi în semirambleu și mai rar, chiar în rambleu (fig. 4.6 și 4.7).



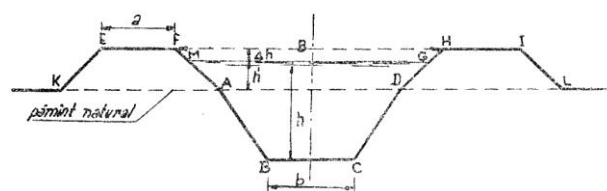
**Fig. 4.6.** Secțiunea transversală printr-un canal de aducțiune, cu partea inactivă în semidebleu – semirambleu: 1 – dren; 2 – ecran; 3 – strat protector.



**Fig. 4.7.** Secțiune transversală printr-un canal de aducțiune, cu partea inactivă în rambleu [2]: 1 – dren; 2 – nucleu impermeabil.

**Secțiunea mixtă.** Redată în figura 4.8, secțiunea mixtă se adoptă pentru transportul apei la cote superioare nivelului terenului. Această secțiune are cea mai largă răspândire în rețelele de distribuție ale S.I. și devine economică când materialul provenit din debleu poate acoperi necesarul pentru ramblee, plus 10-4-30% (în vederea tasării ulterioare).

Panta taluzelor (debleu și rambleu) este diferită, după cum s-a arătat și în tabelul 4.3. Garda  $\Delta h$  între nivelul suprafeței libere a apei și coronamentul cavalierului – eliminându-se fluctuațiile accidentale – este cuprinsă între 0,20 m pentru canale mici și 1 m pentru canale mari. În zonele expuse vânturilor puternice, această gardă poate crește. Lățimea cavalierului la bază se alege astfel ca să evite fenomenul de sufozie, provocat de infiltrații. Se admite:  $KA = 0,50 + kh'$  (în m),  $h'$  fiind sarcina apei pe piciorul A al rambleului și  $k$  un coeficient funcție de natura rambleului ( $k$  variază între 4 – pentru pietriș și 10 – pentru argilă). Lățimea la coronament a cavalierului (EF) este de cel puțin 0,80; dacă coronamentul este carosabil, lățimea va fi condiționată de natura folosinței (gabaritul liniilor de circulație).



**Fig. 4.8.** Secțiune mixtă [8].

Condiția de echilibrare a terasamentelor debleu – ramblee conduce la relația:

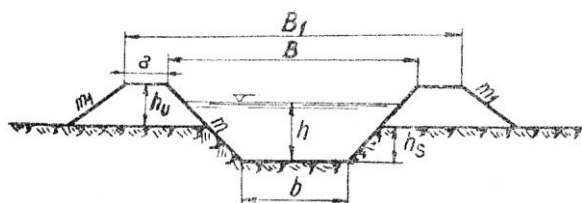
$$b = \frac{2hu}{\eta hs} \left( a + \frac{m+m_1}{2} hu \right) - mhs \quad (1)$$

și figura 4.9, în care:

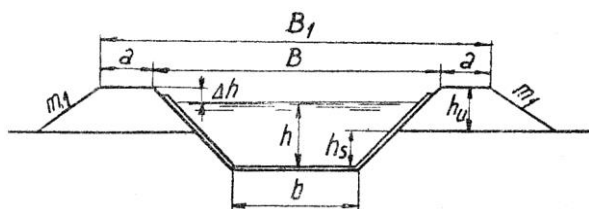
- $b$  este lățimea la fund a canalului;
- $h_u$  – înălțimea umpluturii (cavalierul);
- $h_s$  – adâncimea săpăturii (debleu);
- $a$  – lățimea la coronament a cavalierului;
- $m$  – taluzul debleului;
- $m_1$  – taluzul rambleului;
- $\eta$  – 0,8-0,9 pentru tasare.

În cazul executării unei impermeabilizări corecte pe întreg perimetrul ud al canalului, se poate adopta și o secțiune cu taluz interior continuu (fig. 4.10).

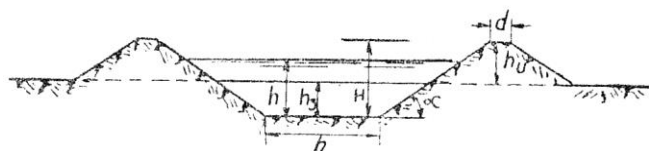
Canalul principal Carpentras – Franța ( $Q = 6 \text{ m}^3/\text{s}$ ) constituie un exemplu (fig. 4.11), în care adâncimea debleului  $h_s = 0,94 \text{ m}$  corespunde compensării; terasamentul din săparea chiuvetei asigură executarea rambleelor, constituind cavalierii [3].



**Fig. 4.9.** Secțiune transversală a unui canal de irigație în semidebleu – semirambleu.



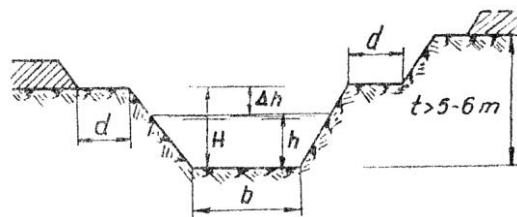
**Fig. 4.10.** Secțiune transversală a unui canal de irigație în semidebleu – semirambleu, impermeabilizat [2].



**Fig. 4.11.** Secțiune transversală prin canalul Carpentras [3]

În fig. 4.11,  $h_s = 0,94 \text{ m}$  antrenează compensarea debleelor și rambleelor;  $Q = 6 \text{ m}^3/\text{s}$ ;  $h = 1,50 \text{ m}$ ;  $b = 3,12 \text{ m}$ ;  $H = 2,00 \text{ m}$ ;  $d = 0,50 \text{ m}$ ;  $\alpha = 33^\circ 41'$ , de unde  $\cotg \alpha = 1,5$ .

Dacă adâncimea debleului este mare ( $t > 5-6 \text{ m}$ ) se creează banchete laterale (fig. 4.12), destinate să faciliteze circulația personalului și utilajelor de întreținere, să rețină pământul scurs de pe taluze, să permită o supralărgire a canalului pentru un debit sporit în timp.



**Fig. 4.12.** Secțiune mixtă cu banchetă [2].

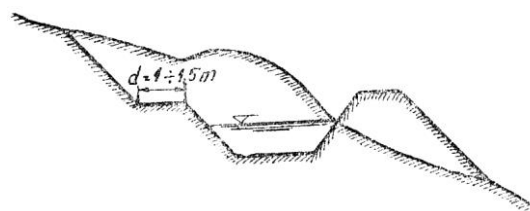
*Secțiunea mixtă a canalelor construite pe versant sau pe fâșii înguste de teren.* De multe ori, canalele de distribuție, urmărind curbele de nivel, se trasează pe o coastă (un versant). În acest caz, canalul trebuie astfel construit ca să nu fie expus inundației de către apele venite de pe partea mai înaltă a versantului, nici deteriorării sau colmatării cu materiale târâte de acestea. La canalele de acest fel, cu debit mare, ruperea digului dinspre partea inferioară a versantului ar putea duce la adevărate catastrofe.

Din cauza aceasta, canalele de pe versanți se prevăd cu șanțuri speciale pentru colectarea apelor venite de pe părțile mai înalte, cu banchete pentru oprirea materialului ce ar putea veni din acele părți și cu un dig solid pe malul dinspre partea inferioară a versantului. Dacă se construiește canalul pe o coastă abruptă cu  $I > 1/10$ , digul ia forma unui zid de sprijin, cu fundație în trepte.

În figura 4.13 este arătată secțiunea unui canal construit pe un versant cu o pantă mai mică de  $1/10$ , fără pericol de inundație cu ape străine.

Figurile 4.15 și 4.16 arată secțiuni ale canalului Verdon, construit pe versanți abrupti. Rambleul din aval s-a construit de forma unui zid solid de sprijin.

În cazul unor versanți cu pantă mare, a unor condiții hidrogeologice dificile, a unor fâșii înguste de construcție, conducerea apei se poate face și printr-o secțiune total betonată, între ziduri de sprijin – gen Canal Gignac – fig. 4.17.



**Fig. 4.13.** Secțiune transversală a unui canal pe un versant cu pantă mică.

În figura 4.14 este arătată secțiunea unui canal construit pe un versant cu o pantă mai mare de  $1/10$ , la care există pericolul de inundație prin ape străine. Din această cauză, mai sus de canal a fost construit un șanț special de colectare a acestor ape. Taluzul dinspre partea superioară a versantului este prevăzut cu o banchetă, iar înspre partea inferioară a versantului canalul are un dig cu fundația în trepte.

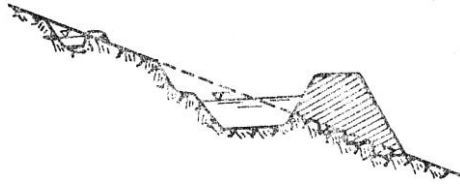


Fig. 4.14. Secțiune transversală printr-un canal de aducțiune prevăzut cu canal de coastă.

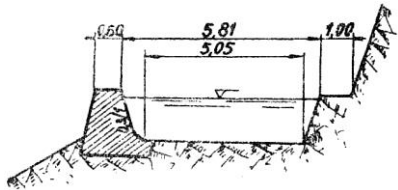


Fig. 4.15. Secțiune transversală prin canalul Verdon.

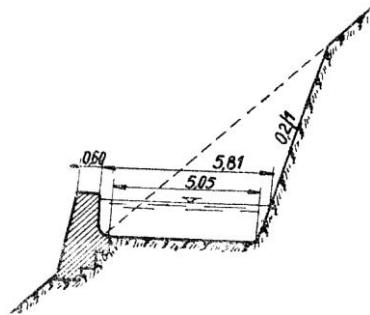


Fig. 4.16. Secțiune transversală prin canalul Verdon.

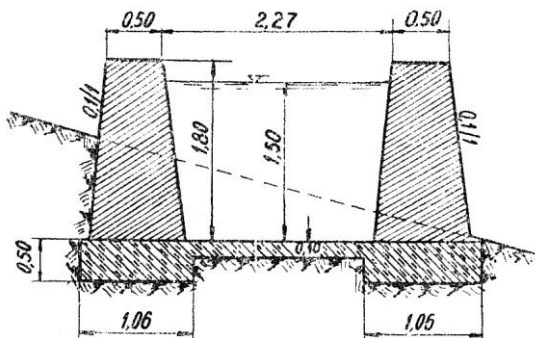


Fig. 4.17. Secțiune transversală prin canalul Gignac.

**Profil pentru debit maxim – forma de secțiune cea mai avantajoasă.** În situațiile în care canalele rețelei de irigații au rol de transport – pe întreaga lungime sau pe anumite tronsoane – se caută secțiunea cea mai avantajoasă pentru debitul maxim sau profilul optim hidraulic.

Dacă se consideră că suprafața udată este  $A$ , panta  $I$  și rugozitatea  $n$ , secțiunea care va transporta debitul maxim va fi aceea care va avea raza hidraulică  $R$  maximă, pentru perimetrul udat  $P$  minim. Luându-se o relație de tip Chezi, de exemplu a lui Manning:

$$Q = V \cdot A = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} S, \text{ pentru } I, n \text{ și } A \text{ presupuși con-}$$

stanți, debitul va fi maxim pentru  $R_{\max}$ .  $R = \frac{A}{P}$  va fi

minim pentru  $P_{\min}$ .

**Secțiunea semicirculară.** Pentru o suprafață dată  $A$ , forma de secțiune semicirculară realizează perimetrul  $P_{\min}$  (fig. 4.18):

$$A = \frac{\pi r^2}{2} \quad (2)$$

$$P = \pi \cdot r \quad (3)$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{r}{2} = \frac{h}{2} \quad (4)$$

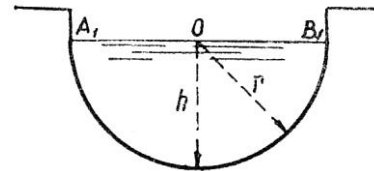
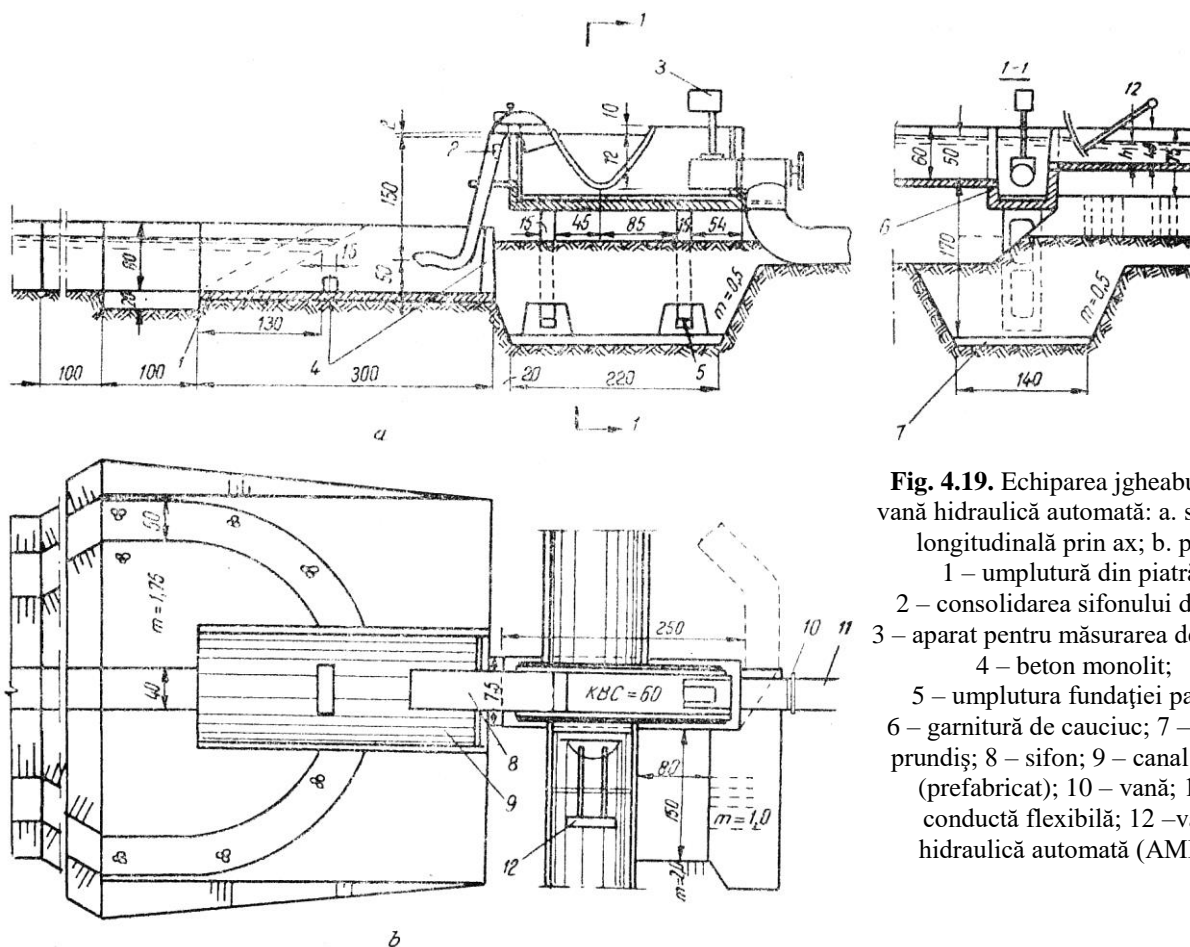


Fig. 4.18. Secțiune semicirculară.

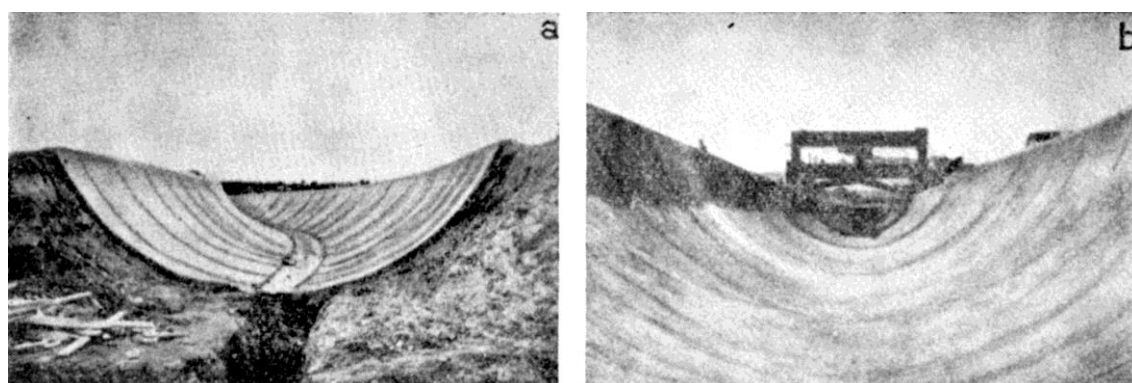
Această secțiune, realizabilă numai pentru canalele artificiale (beton, zidărie, azbociment sau impermeabilizate în profil segmentiform), se bucură de o dezvoltare mai mare în tehnica irigației din Vest ca și în Asia Centrală (Golodnaia Stepî), putând avea dimensiuni de la nivelul canalelor distribuitoare de sector (câteva zeci sau sute de l/s, ca de exemplu în figura 4.19) și până la nivelul canalelor magistrale (de zeci de m<sup>3</sup>/s, ca de exemplu în figura 4.20).

În Spania a căpătat o extindere apreciabilă secțiunea de formă semicirculară, chiar pentru canale magistrale, ca de exemplu Canalul Zujar (fig. 4.20). Societatea Agromann – Spania a realizat (1971) instalația care execută și betonează canale de formă semicirculară, la care procesul tehnologic este format din patru faze, cum rezultă din figura 4.21. În țara noastră, în ultimii 10-15 ani, s-au construit rețele de distribuție la unele sisteme de irigații (I.A.S. 30 Decembrie, Stoenestî – Olt, Brăila – Dunărea etc.) de tipul jgheburilor din beton armat de forme policentrice și parabolice (cu  $y = 2,50 \cdot x^2$ , ecuația intrados și  $y = 2,23 \cdot x^2$ , ecuația extrados;  $L = 5-8\text{m}$ ) [2; 6]. Avantajele ce le prezintă sunt numeroase:

- posibilități de industrializare a execuției;
- reducere a pierderilor de apă, prin infiltrație,
- reducerea la minimum a terenului agricol afectat rețelei de irigație;
- asigurarea unei pante foarte regulate, păstrând totodată traseul rectiliniu, prin înălțimea variabilă a suportului (de la câțiva cm la 3-4 m) în funcție de relief (fig. 4.22);
- posibilitatea automatizării proceselor de irigare – udare (v. figura. 4.19);
- existența materiei prime pentru confecționarea jgheburilor (din beton armat monolit, prefabricate din beton armat, prefabricate din beton armat pre-comprimit) de diverse secțiuni.



**Fig. 4.19.** Echiparea jgheabului cu vană hidrolică automată: a. secțiune longitudinală prin ax; b. plan;  
1 – umplutură din piatră;  
2 – consolidarea sifonului de puț;  
3 – aparat pentru măsurarea debitului;  
4 – beton monolit;  
5 – umplutura fundației pahar;  
6 – garnitură de cauciuc; 7 – pat de prundiș; 8 – sifon; 9 – canal anexă (prefabricat); 10 – vană; 11 – conductă flexibilă; 12 – vană hidrolică automată (AMIL).



**Fig. 4.20.** Canalul Zujar (Spania): 50 km; 27m<sup>3</sup>/s. a – vedere de ansamblu; b – în execuție.

Acestea vor continua să ocupe și în viitor un loc important în rețeaua de irigație, chiar dacă vor interveni și perioade de stagnare. Punerea la punct a soluției de etanșare și asigurarea instalațiilor de reglări automate vor contribui la reluarea soluției de distribuție prin jgheaburi<sup>1</sup>. În fosta Uniune Sovietică, distribuția apei prin jgheaburi are extindere maximă în Golodnaia Stepi (v. cap. 9.3).

*Secțiunea trapezoidală.* Forma semicirculară

<sup>1</sup> „Unele probleme privind echiparea rețelilor de jgheaburi cu regim de funcționare automată”. Blidaru, V. și Chirilă, A. (Comunicare la Seminarul de automatizări, București 23-24 mai, 1975 – A.S.A.S.).

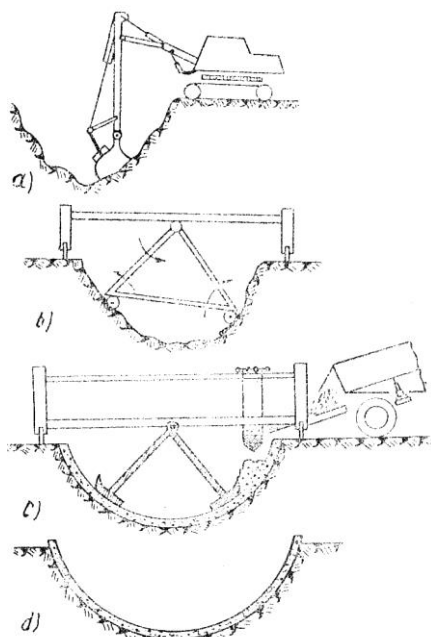
nefiind stabilă în pământ neconsolidat (perimetrul se degradează prin surpare), s-a adoptat cea trapezoidală.

Secțiunea trapezoidală avantajoasă, cu perimetrul udat  $P_{minim}$ , se obține când laturile trapezului sunt circumscrise la semicercul care are ca rază adâncimea apei  $h$  (fig. 4.23). Trapezul isoscel corespunde secțiunii udate minime, definită prin  $b, h, tg\alpha = \frac{1}{m}$ . Întrucât

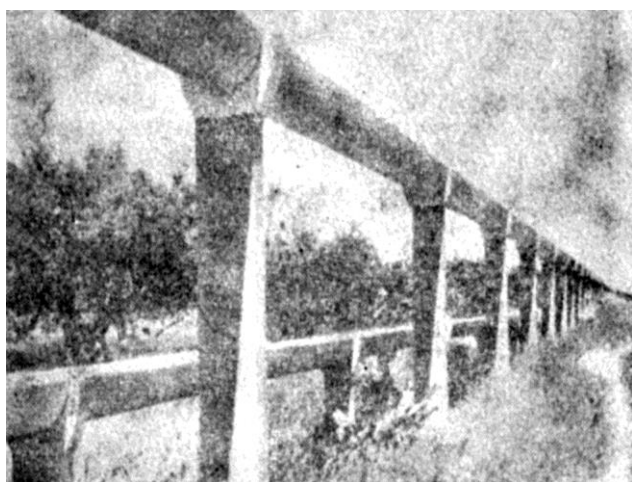
$m = \frac{1}{tg\alpha}$  este funcție de natura taluzelor, secțiunea cu

profilul hidrolic optim va fi definită prin cele două variabile  $b$  și  $h$ .

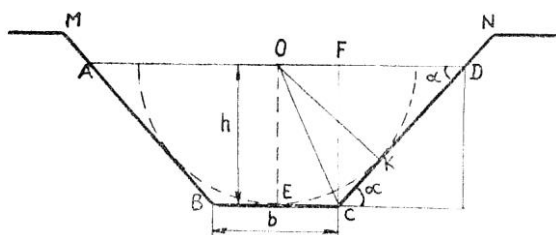




**Fig. 4.21.** Fazele de execuție a canalelor de formă semicirculară: a – faza I, săparea canalului cu un excavator cu cupă întoarsă; b – faza a II-a, finisarea canalului cu un dispozitiv cadru triunghiular echipat la partea inferioară cu palete melcate; c – faza a III-a, betonarea, realizată cu ajutorul unui buncăr (alimentat din autobasculante) ce distribuie uniform betonul pe circumferință. Un dispozitiv format din două tâlpi realizează compactarea și uniformizarea stratului de beton; d – forma finală a canalului.



**Fig. 4.22.** Jgheaburi din beton armat situate la diverse înălțimi [1].



**Fig. 4.23.** Secțiunea trapezoidală cu profil hidraulic optim

Se cunosc:

$$A = h(b + mh) \quad (5)$$

$$P = b + 2h\sqrt{1 + m^2} \quad (6)$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{h(b + mh)}{b + 2h\sqrt{1 + m^2}} \quad (7)$$

Pentru că  $A$  este constantă:

$$dA = 0; \quad dA = hdb + (b + 2mh)dh = 0$$

Pentru că  $P$  este minim:

$$dP = 0; \quad dp = db + 2\sqrt{1 + m^2}dh = 0$$

Eliminând pe  $db$  și  $dh$  și făcându-se toate calculele, rezultă:

$$\frac{b}{2} = h\sqrt{1 + m^2} - mh \quad (8)$$

Elementele geometrice ale profilului trapezoidal isoscel (profil optim) se obțin înlocuind în formule  $A$ ,  $P$ ,  $R$ , valoarea  $b$  din (8):

$$A = h^2 \left( 2\sqrt{1 + m^2} - m \right) \quad (9)$$

$$P = 2h \left( 2\sqrt{1 + m^2} - m \right) \quad (10)$$

de unde

$$R = \frac{A}{P} = \frac{h}{2} \quad (11)$$

independent de panta taluzelor canalului.

**Secțiunea rectangulară.** Se adoptă frecvent această secțiune pentru canalele construite din materiale artificiale – beton, zidărie (fig. 4.24) și în condiții speciale de relief (fig. 4.26).

Formulele de calcul pentru secțiunea rectangulară se deduc din cele prezentate anterior pentru secțiunea trapezoidală, punându-se:



**Fig. 4.24.** Tronson de canal dreptunghiular executat din beton armat, Canalul Em. Romagnolo [1].

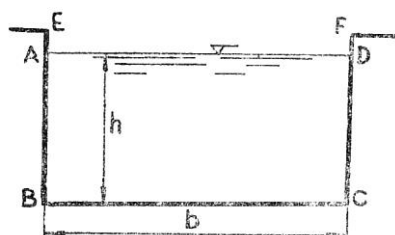


Fig. 4.25. Elementele secțiunii dreptunghiulare.

$$m = \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha} = \frac{1}{\operatorname{tg} \frac{\pi}{2}} = 0 \quad (12)$$

de unde (fig. 4.25):

$$A = b \cdot h \quad (13)$$

$$P = b + 2h \quad (14)$$

$$R = \frac{h}{b + 2h} \quad (15)$$

$$b = 2h \quad (16)$$

Pentru forma cea mai avantajoasă (profil optim):

$$A = 2h^2 \quad (17)$$

$$P = 4h \quad (18)$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{h}{2} \quad (19)$$

Tehnica irigației folosește curent secțiunile rectangulare, îndeosebi pentru canalele de aducțiune (partea inactivă) în condițiile unui relief accidentat. În zonele de captare (munte, deal), unde terenul prezintă pante foarte mari, iar dificultățile constructive sunt evidente, se pot adopta soluții în tunel sau aducțiuni deschise în stâncă sau beton, de formă rectangulară (fig. 4.26).

Tabelul 4.4. Valoarea vitezei critice  $V_{cr}$  pentru diferite adâncimi

Adâncimea apei $h$ (m)	0,3	0,6	0,9	1,2	1,5	1,8	2,1	2,4	2,7	3	3,6	6
Viteza critică $V_{cr}$ (m/s)	0,25	0,39	0,51	0,60	0,70	0,80	0,87	0,95	1,03	1,10	1,24	1,71

Fig. 4.26. Canal de irigație în zonă de munte (China, 1963).

**Considerații asupra formei secțiunilor canalelor de irigații.** În proiectarea rețelei de canale, alegerea secțiunii reprezintă una din problemele prioritare cu care este confruntat proiectantul, aceasta afectând aspecte de ordin hidraulic, constructiv, de exploatare și economic.

Pentru toate cele trei forme de secțiuni analizate (semicirculară, trapezoidală și rectangulară), raza hidraulică medie a secțiunii celei mai avantajoase (cu perimetrul udat minim) are aceeași expresie:  $R = \frac{h}{2}$ .

Secțiunea de forma cea mai avantajoasă este aceea care [8]:

- pentru un debit și o pantă date va reclama o secțiune minimă;
- pentru o suprafață a secțiunii și o pantă date va aduce debitul maxim;
- pentru o suprafață a secțiunii și un debit date va necesita o pantă minimă.

Soluția alegerii unui profil transversal de debit maxim are consecințe economice: suprafață udată  $A$  și perimetrul  $P$  minime; minimum de cheltuieli pentru deblee și eventual îmbrăcămîni.

Acestor avantaje importante, pentru rețelele de aducțiune – transport și colectare – evacuare, li se pot opune, în cazul rețelei de distribuție – irigație, o serie de neajunsuri, pricinuite de adâncimea relativ mare care rezultă în cazul profilelor optime. Se pot reliefa, astfel, următoarele neajunsuri:

- reducerea cotei de dominație asupra terenului irigabil;
- complicații în execuție, prin solicitarea unor adâncimi mari de deblee, cu angajarea unor utilaje și condiții de consolidări (în special în condițiile hidrogeologice ale luncilor) deosebite;
- creșterea vitezei critice; la adâncimi mari ale apei în canal viteza critică de neînnămolire ( $V_{cr-nein}$ ) ajunge la valori ce periclitează albia, prin erodare (tab. 4.4).

Din tabelul 4.4 se vede că atunci când adâncimea apei în canal  $h$  este de 3 m, viteza critică de neînnămolire ajunge la valoarea de 1,10 m/s, periclitând albia prin erodare.

De aceea canalele în pământ obișnuit nu se construiesc mai adânci de 3,5-4,5 m; pentru trecerea debitului maxim se mărește lățimea canalului.

Alegerea unei secțiuni mai puțin adânci va pre-

zenta unele avantaje legate de ușurința execuției și înțreținerii.

Secțiunea mixtă (semidebleu – semirambleu), cu echilibrarea terasamentelor, este soluția optimă pentru canalele de distribuție-irigație.

**Probleme uzuale și formule.** Ecuația de continuitate a debitului  $Q = AV = AC\sqrt{RI}$  dă o relație între debitul  $Q$  (sau viteza medie  $V$ ), panta canalului  $I$  și secțiunea udată  $A$ , permițând calcularea unuia din cele trei elemente cunoscându-se celelalte două.

În tehnică rezultă trei tipuri de probleme: calcularea debitului, cunoscându-se secțiunea udată și panta; calcularea pantei, cunoscându-se secțiunea udată și debitul; calcularea secțiunii udăte, cunoscându-se panta și debitul.

În toate cazurile se consideră cunoscută natura materialului în care se execută canalul (fund și pereți), astfel că panta taluzelor – pentru secțiunea trapezoidală – este impusă (v. tabelul 4.3).

Primele două tipuri de probleme nu prezintă dificultăți, valorile căutate putându-se deduce imediat din ecuația de continuitate, a cărei utilizare este facilitată prin tabele și abace.

A treia categorie de probleme, frecvent întâlnite în practică, prezintă dificultăți legate de alegerea formei secțiunii (trebuind să se determine  $b$  și  $h$ ), pentru care ecuația scurgerii este destul de complicată.

Tehnica proiectării rețelei de canale pentru irigații este solicitată frecvent în această categorie de probleme; cunoscându-se debitul și panta se determină secțiunea.

Metoda încercărilor (se alege  $b$  sau  $h$  și se află respectiv,  $h$  sau  $b$ ), sau adoptarea unui anumit raport  $\beta = \frac{b}{h}$  se utilizează curent în irigații. Pentru canale trapezoidale de dimensiuni mici se poate adopta și metoda aproximativă (formula simplificată a lui Porchet, 1928,

Franța) în care:  $tg\alpha = \frac{1}{m}$  este superioară lui  $\frac{2}{3}$  ( $m < 1,5$ ) și  $0,5m < h < 1,5m$ .

Eroarea nu depășește 3,4% [8], dacă se adoptă pentru:

$$h = 0,2686 \left( \frac{Q}{\sqrt{I}} \right)^{0,35} \quad (20)$$

și

$$b = 2h \left( \frac{1}{\sin \alpha} - \frac{1}{tg \alpha} \right) = 2h \left( \sqrt{1+m^2} - m \right) \quad (21)$$

Aceste relații corespund la un coeficient  $\gamma = 1,30$  în formula lui Bazin (în relațiile de mai sus se folosesc ca unități de măsură: metrul și secunda).

Pentru dimensionarea canalelor de irigații și

evacuare de orice ordin, care transportă, repartizează, distribuie și colectează apa, se aplică formulele care rezultă din legile de scurgere a apei în cursurile naturale sau artificiale.

Notându-se, pentru o secțiune trapezoidală (v. fig. 4.23), cu:  $A$  – aria secțiunii udăte ( $ABCD$ );  $P$  – perimetrul udat al secțiunii ( $AB+BC+CD$ );  $R$  – raza hidraulică,  $R = \frac{A}{P}$ ;  $I$  – panta liniei apei, deci panta fundului canalului în mișcarea uniformă;  $V$  – viteza medie a apei, se demonstrează că  $\frac{A}{P}I = f(V)$ , adică:

$$RI = f(V) \quad (22)$$

Relația (22) este ecuația fundamentală a scurgerii în regim permanent și uniform a apei în canale. I se adaugă cunoscuta ecuație de continuitate a debitului:

$$Q = A \cdot V \quad (23)$$

Problema principală constă deci în determinarea funcției de viteză  $[f(V)]$ ; odată cu cunoașterea acestei funcții poate fi determinat unul din cele trei elemente ( $R, I, V$ ), în funcție de celelalte două.

Antoine Chézy (1775) a stabilit formula generală a curgerii  $V = C\sqrt{RI}$ , cu ocazia experiențelor întreprinse pentru derivarea apelor râului Yvette spre Paris. Du Buat a introdus (în jurul anului 1780) notația

$R = \frac{A}{P}$ , dând formulei lui Chézy forma cunoscută.  $C$ , „coeficientul lui Chézy”, are ca dimensiuni rădăcina pătrată a unei accelerații ( $L^{1/2}T^{-1}$ ).

Numeroși hidraulicieni au propus expresii pentru coeficientul  $C$  din formula generală:  $V = C\sqrt{RI}$ ; aceștia sunt: Prony, Tadini, Bazin, Ganguillet și Kutter, Manning, Strickler, Cowan, Thijsse (1949), Powell (1950), Crump (1956), Chen Che-Pen, Wite și Colebrook.

**Formula lui Darcy și Bazin.** În urma a numeroase experimentări pe canale din diverse materiale (pământ, beton, piatră, lemn ș.a.) cu secțiuni variabile și pante cuprinse între 0,001 și 0,10, cei doi specialiști au stabilit că  $f(V)$  corespunde formulei:

$$f(V) = \left( \alpha + \frac{\beta}{R} \right) V^2 \quad (24)$$

$\alpha$  și  $\beta$  variind cu natura pereților:

$$\alpha = 0,00015-0,00040;$$

$$\beta = 0,0000045-0,0007,$$

pentru pereți foarte netezi (beton sclivisit), respectiv, foarte ruгоși (piatră rotundă).

Din (23) și (24) rezultă formula lui Darcy și Bazin:

$$RI = \left( \alpha + \frac{\beta}{R} \right) V^2 \quad (25)$$

Pentru simplificare, se notează  $b = \alpha + \frac{\beta}{R}$  și rezultă:

$$RI = bV^2 \quad (26)$$

În calcule se pune ecuația (26) sub forma  $V = C\sqrt{RI}$ , factorii variabili  $b$  și  $C$  fiind legați prin relația:

$$C = \frac{1}{\sqrt{b}} \quad (27)$$

Pentru  $C$  sunt întocmite tabele ce corespund valorilor  $R$  cuprinse între 0,01 și 6 m, pentru diverse categorii de pereți.

Cu ajutorul formulei lui Darcy și Bazin se calculează îndeosebi:

- debitul, când se cunosc: secțiunea, înălțimea apei, panta;
- panta, când se cunosc: secțiunea, înălțimea apei, debitul;
- înălțimea apei, când se cunosc: secțiunea, panta, debitul;
- secțiunea, când se cunosc debitul și panta.

*Formula lui Ganguillet și Kutter.* Această formulă este foarte întrebuințată în Germania, Anglia și S.U.A. și este tot de forma:

$$V = C\sqrt{RI}, \quad (27')$$

cu:

$$C = \frac{23 + \frac{0,00155}{I} \cdot \frac{1}{n}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{I}\right) \cdot \frac{n}{\sqrt{R}}} \quad (28)$$

$C$  depinde de raza medie  $R$ , panta  $I$  și gradul de rugozitate al pereților,  $n$ ; pentru pereți în pământ,  $n = 0,025$ .

Pentru simplificarea lui  $C$ , se poate lua [7]:

$$C = \frac{100\sqrt{R}}{m + \sqrt{R}} \quad (28')$$

- $m = 1,50$  pentru canale bine întreținute, fără vegetație;
- $m = 1,70$  pentru canale rău întreținute, cu vegetație;
- $m = 2,00$  pentru canale foarte rău întreținute, cu vegetație abundentă,
- $m = 2,50$  pentru canale foarte rău întreținute și cu fundul erodat.

*Formula lui Bazin.* În urma studiului comparativ întreprins pe baza unui mare număr de experimentări (peste 700), efectuate în Franța, alte țări ale Europei și S.U.A., pe canale și apeducte rectangulare, trapezoidale, circulare și semicirculare de diverse dimensiuni, s-a stabilit relația:

$$V = \frac{87\sqrt{RI}}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \quad (29)$$

cu  $Q = A \cdot V$

$\gamma$  = parametru variabil cu natura pereților (tab. 4.5).

**Tabelul 4.5.** Valoarea  $\gamma$  pentru cele șase categorii de pereți (după Bazin)

Categoria	$\gamma$	Natura pereților
N° = 1	0,06	Pereți foarte netezi. Beton sclivisit, lemn geluit.
N° = 2	0,16	Pereți netezi. Scândură, piatră fasonată.
N° = 3	0,48	Pereți de zidărie.
N° = 3 bis	0,85	Pereți de natură mixtă (pământ uniform și pământ impermeabilizat).
N° = 4	1,30	Canale în pământ în condiții obișnuite.
N° = 5	1,75	Canale în pământ cu o bună rezistență: fund pietruit și taluze inerbate.

Pentru raportul  $\frac{\sqrt{RI}}{V}$  sau  $\frac{V}{\sqrt{RI}}$  sunt întocmite

tabele (a se vedea lucrările de hidraulică), în funcție de raza medie cuprinsă între  $R = 0,05$  și  $R = 20$  și valorile lui  $\gamma$ .

*Formula lui Tadini.* În cazul canalelor de dimensiuni mici, pentru distribuție și evacuare, se poate folosi și formula lui Tadini:

$$V = 50\sqrt{RI}$$

sau

$$V = K\sqrt{RI} \quad (30)$$

cu:

$$K = \frac{100\sqrt{RI}}{m + \sqrt{R}}$$

Pentru  $m$  se adoptă aceleași valori ca și în formula simplificată a lui Ganguillet și Kutter (28').

*Formula lui Manning – Strickler.* În Olanda, Belgia și Anglia se preferă formula lui Manning:

$$V = \frac{R^{\frac{1}{6}}}{n} \sqrt{RI} = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \quad (31)$$

Coeficientul  $n$  trebuie să se ia egal cu: 0,015 pentru rețele betonate, 0,025 pentru canale din pământ (evacuări) și 0,04 pentru canale înierbate.

*Formule caracteristice unor cazuri speciale, legate de fenomenele de aluvionare și erodare și valoarea raportului*  $\beta = \frac{b}{h}$ .

Canalele de irigații transportând apă insuficient decantată (în diverse grade de turbiditate) și cu variații mari de debit și nivel, în timpul perioadei de exploatare, se impune ca la proiectarea lor să se urmărească realizarea unei secțiuni stabile, în care să nu apară fenomenele de erodare sau de înămolire.

Viteza medie, corespunzătoare adâncimii mi-

nime a apei în canal  $h_{min}$ , trebuie să fie cu 10-20% sub limita vitezelor maxime de afuiere a fundului și taluzelor (v. tab. 4.2).

Viteza critică de antrenare  $V_{ocr}$  – viteza în zona de fund a curentului la care începe mișcarea prin târâre a particulelor solide – se poate determina fie din tabele, fie cu ajutorul diferitelor formule empirice, fie, în cazul unor lucrări importante, pe cale experimentală.

A.A. Cerkasov exprimă legătura dintre viteza de antrenare și raza hidraulică printr-o relație simplă:

$$V_{cr} = V_{ocr} \cdot R^m \quad (32)$$

în care:  $V_{ocr}$  este viteza critică de antrenare corespunzătoare unei raze hidraulice de 1 m, iar  $m$  este un coeficient care depinde de natura terenului. Pentru canalele de irigații, valorile vitezelor critice de afuiere se pot lua și din tabele<sup>1</sup>.

Dintre formulele empirice de calculul vitezei de antrenare se menționează cele ale lui I.I. Levi:

$$V_{mo} = 1,4\sqrt{gd_m} \lg \frac{h}{7d_m}, \text{ dacă } \frac{h}{d_m} > 60$$

și

$$V_{mo} = 1,4\sqrt{gd_m} \left( 1 + \ln \frac{h}{7d_m} \right), \text{ dacă } 60 > \frac{h}{d_m} > 10 \quad (33)$$

în care:

$V_{mo}$  este viteza medie a curentului de antrenare inițială;

$d_m$  – diametrul mediu al aluviunilor;

$\frac{h}{7d_m}$  – netezimea relativă a albiei.

Prevenirea înnămolirii canalelor se poate face, în general, prin adoptarea unor viteze mari, care împiedică totodată și dezvoltarea vegetației (0,7-0,80 m/s, după Fortier).

Viteza de sedimentare ( $V_s$ ) – viteza medie la care începe depunerea la fund a aluviunilor purtate în suspensie – poate fi determinată, de asemenea, cu ajutorul tabelelor<sup>2</sup>, din formule empirice sau pe cale experimentală, în cazul unor lucrări de mare importanță.

Dintre formulele empirice elaborate în acest scop sunt de reținut pentru sistemele de irigații cele ale lui Kennedy, Lassey și Zamarin.

După Kennedy:

$$V_{cr} = 0,545kh^{0,64} \text{ (m/s)} \quad (34)$$

$k = 1,1-1,2$ , când apa este foarte tulbure;  $k = 0,6-0,7$ , când apa este relativ limpede.

Prelucrând datele lui Kennedy, Lassey a propus pentru determinarea vitezei critice de antrenare în

suspensie următoarea formulă:

$$V_{cr} = 0,646k^{0,5} \cdot R^{0,5} \quad (34')$$

în care coeficientul  $k$  are aceeași semnificație ca și în formula lui Kennedy.

Între  $A$ ,  $k$  și  $V_{cr}$  Lassey stabilește relația:

$$Ak^2 = 134,2 \cdot V_{cr}^5 \quad (35)$$

iar între  $Q$ ,  $k$  și  $V_{cr}$ :

$$Qk^2 = 134,2V_{cr}^6 \quad (36)$$

Știind că  $P = \frac{A}{R}$ , se poate scrie în funcție de

ecuațiile (34) și (35):

$$P = \frac{134,2V_{cr}^5 k}{2,4k^2 V_{cr}^2} = \frac{55,92V_{cr}^3}{k} \quad (37)$$

sau ținând seama de ecuația (36):

$$P = \frac{55,92(0,442\sqrt{Qk^2})}{k} = 4,83\sqrt{Q} \quad (38)$$

În cazul când debitul  $Q$ , caracteristica aluviunilor  $A$  și taluzul  $m$  sunt cunoscute, în baza relațiilor lui Lassey se poate determina în primul rând perimetrul udat în funcție de  $Q$  (formula 38); se determină apoi viteza critică de sedimentare în curent, cu ajutorul relației 36;  $V_{cr} = 0,442\sqrt{Qk^2}$ ; suprafața secțiunii udate  $A$  se determină din relația:

$$P = \frac{Q}{V_{cr}} = \frac{Q}{0,442\sqrt{Qk^2}} = \frac{2,262\sqrt[6]{Q^5}}{\sqrt[6]{k}} \quad (39)$$

Pentru determinarea adâncimii apei în canal  $h$ , se știe că  $A = h(b + m \cdot h)$  și deci  $b = \frac{A}{h} - mh$ . Introducând pe  $b$  în expresia perimetrului, se obține:

$$P = b + 26\sqrt{1+m^2} = \frac{A}{h} - mh + 2h\sqrt{1+m^2},$$

de unde:

$$h^2(2\sqrt{1+m^2} - m) - Ph + A = 0 \quad (40)$$

deci:

$$h = \frac{P \pm \sqrt{P^2 - 4(2\sqrt{1+m^2} - m)^A}}{2(2\sqrt{1+m^2} - m)} \quad (41)$$

Practic,  $h > 0,8-1$  m în canalele de distribuție CD și maxim 3-4 în canalul magistral CM. După ce s-a aflat adâncimea apei în canal, se poate determina lățimea la fund  $b$ , raportul  $\beta = \frac{b}{h}$  fiind dat, în majoritatea cazurilor, prin condiția de stabilitate a albiei ( $\beta = 1-6$  pentru CD și maxim 12 pentru CM) și funcție de debit (tab. 4.6).

<sup>1</sup> Blidaru, V. „Irigații”, București, Editura Agrosilvică, 1954, pagina 469.

<sup>2</sup> Blidaru, V. „Irigații”, București, Editura Agrosilvică, 1954, pagina 469-470.

**Tabelul 4.6.** Valoarea  $\beta$  în funcție de debitul  $Q$ 

$Q$ (m <sup>3</sup> /s)	0,28	0,7	2,8	6,6	14,0	28	Observații
$\beta = \frac{b}{h}$	3,5	4,0	4,5	5,0	6,0	6,0	pentru unele S.I. din India

Considerând că viteza de sedimentare  $V_s$  este legată de turbiditatea curentului (greutatea de corpi solizi raportată la unitatea de volum), Zamarin recomandă următoarele formule de calcul:

$$V_s = W_m \sqrt[1.5]{\frac{\rho}{0,022\sqrt{RJ}}} \quad \text{pentru } W_m \geq 0,002 \text{ m/s} \quad (42)$$

$$V_s = \sqrt{\frac{\rho\sqrt{W_m}}{\sqrt{RJ}}} \quad \text{pentru } W_m < 0,002 \text{ m/s} \quad (43)$$

Formulele sunt valabile pentru albie deschise – prismatice și neprismatice – cu  $\rho < 5\text{--}6 \text{ kg/m}^3$ .

**Abace de calcul.** Valorificarea rapidă a formulelor prezentate anterior se poate face prin utilizarea tabelelor și abacelor, întocmite pe baza acestora. Cu ajutorul abacelor se determină imediat valorile  $R$ ,  $V$  și  $I$ ; simplificarea calculelor numerice nu este totuși atât de importantă, rămânând să se calculeze ulterior  $A$ ,  $P$  și  $Q$ .

Valorile obținute cu ajutorul graficelor fiind aproximative (din cauza scărilor mari ale graficelor și

din cauza gradațiilor prea distanțate), se indică, în cadrul proiectului de execuție, să se verifice prin calcul complet rezultatele obținute grafic. Aceasta este valabil atât pentru canale cât și pentru conducte.

*Abaca lui M. d'Ocagne* (fig. 4.27), după formula lui Bazin. Modul de întrebuițare constă în a trece o dreaptă prin punctele scării ( $\gamma$ ) și ale scării ( $R$ ), care au drept cote valorile lui  $\gamma$  și ale lui  $R$ ; se pivotează această dreaptă în jurul punctului unde ea întâlnește axa verticală negradată din stânga nomogramei, până când trece (dreapta) prin punctul scării ( $I$ ), care are drept cotă valoarea dată lui  $I$ . Ea întâlnește apoi scara ( $V$ ) într-un punct a cărui cotă este valoarea căutată a lui  $V$ .

*Abaca cu puncte aliniate pentru formula lui Manning* (fig. 4.28). Pentru canale și conducte cu scurgere liberă, această abacă ajută la determinarea debitului  $Q = A \cdot V$ , când se cunoaște natura pereților  $n$ , panta  $I$ , secțiunea  $A$  și raza hidraulică medie  $R$ . (Modul de întrebuițare este indicat în subsolul abacei).

#### 4.2.4. PROFILE TRANSVERSALE CARACTERISTICE SECTOARELOR DE LEGĂTURĂ: GALERII, APEDUCTE, PODURI – CANALE, SIFOANE

Condițiile de relief, lungime de traseu, stabilitatea și panta terenului, intersectarea unor depresiuni, cursuri de apă, căi de comunicație, raportul de cote între canalul de aducțiune și obstacolul respectiv ș.a. impun în frecvente cazuri execuția acestor canale sub formă de galerii, apeducte, poduri-canale și sifoane.

**Secțiunea transversală și condițiile de debit maxim și viteză medie maximă.** În apeducte ca și în galerii apa curge cu suprafața liberă și deci legile de curgere sunt aceleași ca și în cazul canalelor deschise; numai în situații speciale apa curge prin galerii cu secțiunea plină, ca și în sifoanele inverse. În fiecare tronson de apeduct sau galerie – cu scurgere liberă – secțiunea și panta fiind constante, regimul este uniform, iar dimensionarea se face asemănător canalelor deschise. Forma secțiunilor transversale a acestor construcții este foarte variată: rectangulară, circulară, ovoidală, în toartă de coș, potcoavă de cal, clopot etc. (fig. 4.29, a). [8; 11], iar problemele puse spre rezolvare hidraulică se referă la stabilirea elementelor  $A$ ,  $P$  și  $R$ .

Fig. 4.27. Nomograma cu puncte aliniate după formula lui Bazin pentru scurgerea apei în canale deschise – de M. d'Ocagne [2].

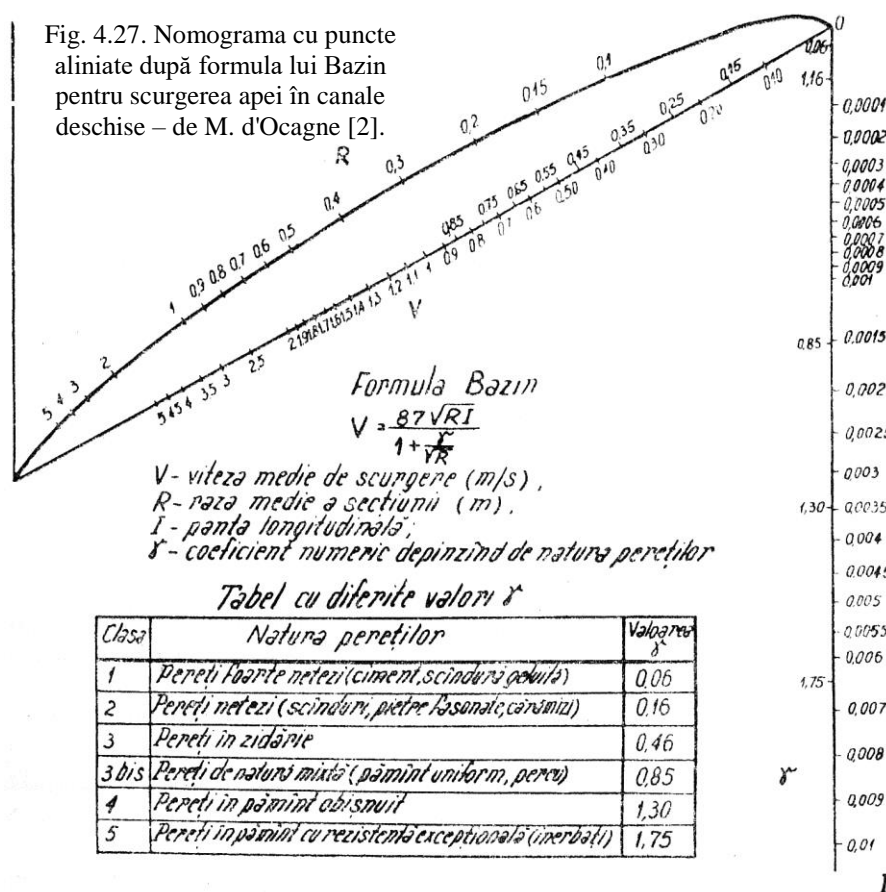
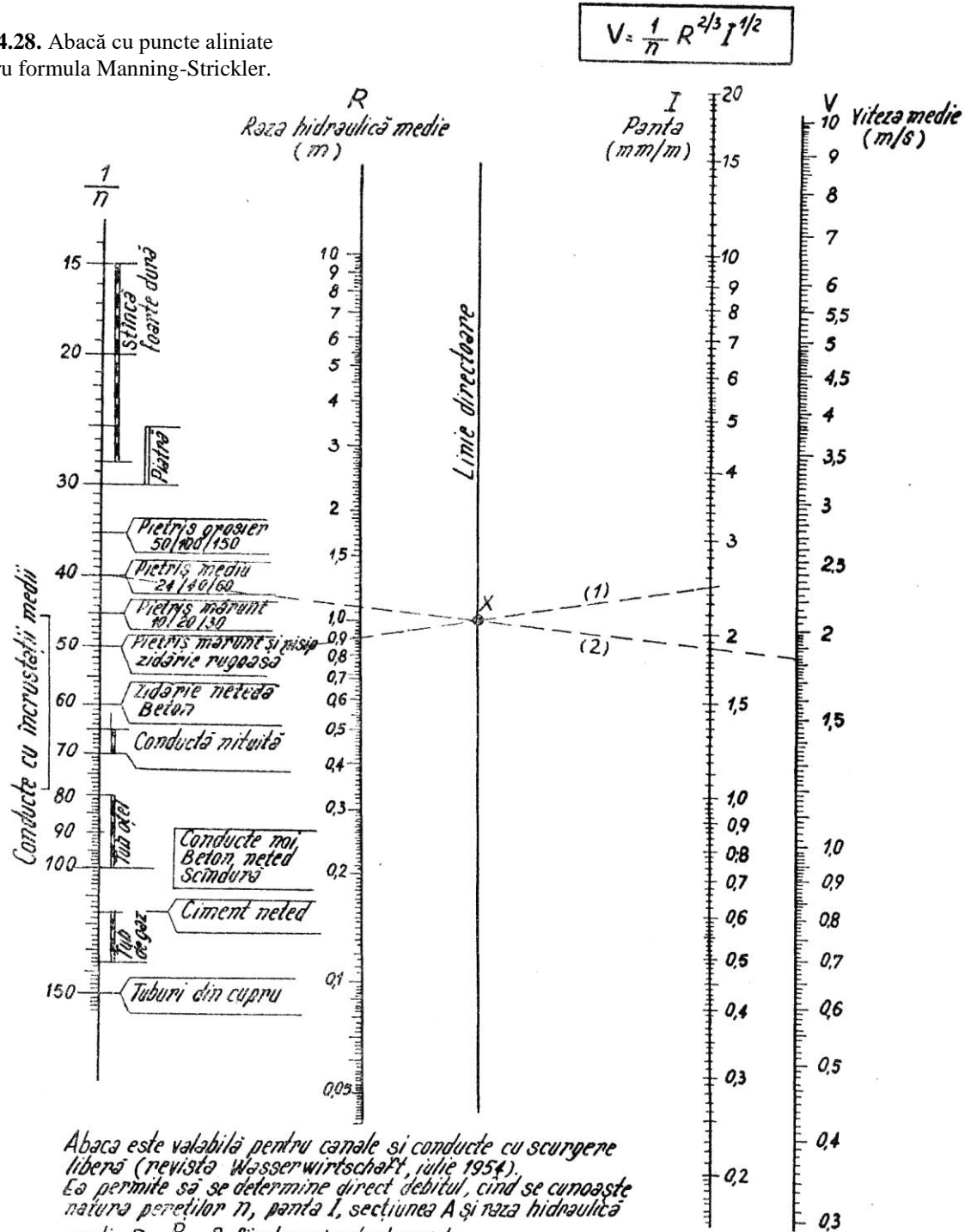
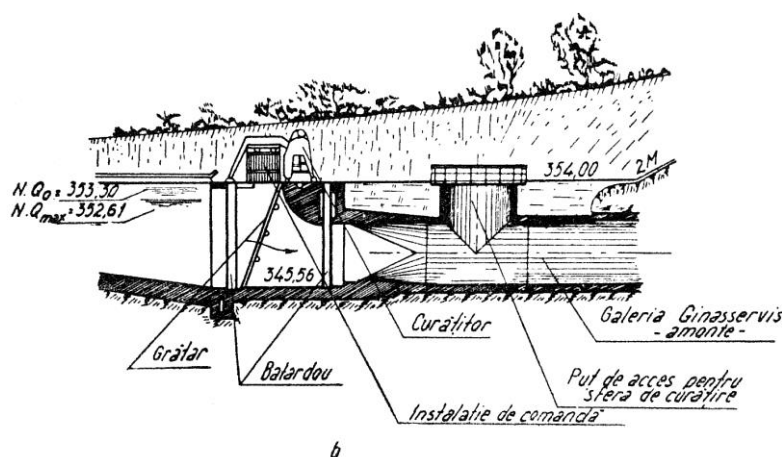
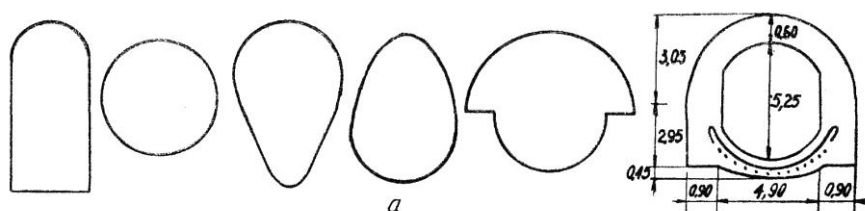


Fig. 4.28. Abacă cu puncte aliniate pentru formula Manning-Strickler.

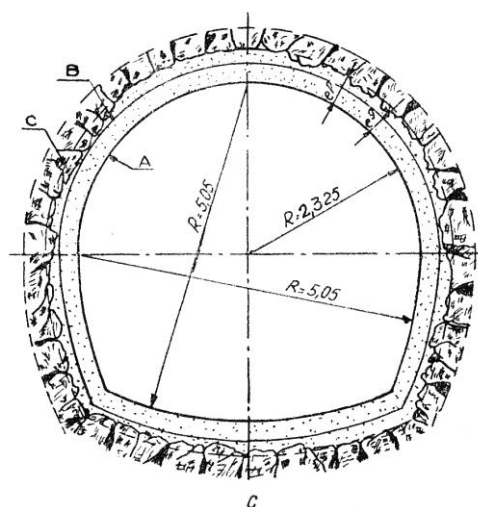


Relațiile de legătură între elementele hidraulice ale unui apeduct sau galerie sunt tratate în toate lucrările de hidraulică [8, 11, 12] și redată centralizat în figura 4.30.

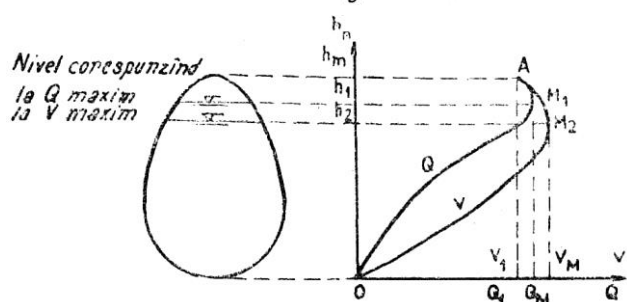
Curba  $V = \varphi(h_n)$  prezintă un maxim pentru  $h_2 < h_m$ , corespunzător secțiunii pline; curba adâncimii normale nu este univocă și prezintă alura din fig. 4.30 [8].



**Fig. 4.29.** Forme de secțiuni transversale ale apeductelor și galeriilor (a), sectorul de cap al galeriei Ginasservis (b) [18] și galerie pe canalul principal, diametrul 5,05 m (c)



	P I	P II	P III
Grosimea nominală a căptușelii..... e <sup>9</sup>	30 cm	30 cm	35 cm
Grosimea maximă..... e <sup>P</sup>	45 cm	52 cm	70 cm
Suprafața excavată... m <sup>2</sup>	29,40	30,80	34,50
Suprafața betonată... m <sup>2</sup>	8,20	9,50	13,40
Cofraj..... m <sup>2</sup>	12,25	12,25	12,25
Suprafața de scurgere... m <sup>2</sup>	21,15	21,15	21,15



**Fig. 4.30.** Curba vitezelor și a debitelor, în funcție de gradul de umplere.

Când secțiunea udată  $A$  crește de la  $\langle 0 \rangle$  la  $A_M$ , corespunzând apeductului plin (dar nu sub presiune), debitul crește de la  $\langle 0 \rangle$  la valoarea maximă  $Q_M$ , apoi

descrește pentru a ajunge la  $Q_1 < Q_M$ , când  $A = A_M$  (v. fig. 4.30).

Debitul maxim se va obține pentru  $\frac{dQ}{dA} = 0$ ,

unde  $Q = A \cdot V = AC\sqrt{I} \sqrt{\frac{A^3}{P}}$ .

Derivând în raport cu  $A$ , presupunând  $I$  și  $C$  constante și anulând derivata:

$$\frac{dQ}{dA} = C\sqrt{I} \frac{1}{2\sqrt{\frac{A^3}{P}}} \cdot \frac{3P \cdot A^2 - A^3 \frac{dP}{dA}}{P^2} = 0$$

$$3PA^2 dA = A^3 dP$$



$$3PdA - AdP = 0 \quad (44)$$

Aceasta este ecuația diferențială care dă condiția de debit maxim [8].

În mod similar se procedează pentru găsirea condiției de viteză medie maximă, element foarte important în asigurarea auto-dragării apeductului sau galeriei.

Pornind de la formula generală a lui Chézy:

$$V = V\sqrt{RI}; \quad V = C\sqrt{\frac{A}{P}} \cdot I \quad (45)$$

când  $A$  crește de la  $<0>$  la  $A_M$  (apeductul plin, dar nu sub presiune), viteza crește de la  $<0>$  la  $V_M$ , apoi descrește, pentru a atinge o valoare  $V_1 < V_M$  când  $A = A_M$  (v. fig. 4.30).

Condiția vitezei medii maxime se obține scriind  $\frac{dV}{dA} = 0$ , derivând  $V$  în raport cu  $A$  (în ecuația 45), presupunând  $I$  și  $C$  constante și anulând această derivată:

$$\frac{dV}{dA} = C\sqrt{I} \frac{1}{2\sqrt{\frac{A}{P}}} \cdot \frac{P - \frac{dP}{dA}A}{P^2} = 0$$

Condiția căutată este [8]:

$$PdA - AdP = 0 \quad (46)$$

La apeductele de secțiune circulară viteza maximă are loc când săgeata zonei neumplute  $f = 0,19D$ , iar debitul maxim, când  $f = 0,05D$  (fig. 4.31).

$$A = \frac{r^2}{2}(\theta - \sin\theta); \quad dA = \frac{r^2}{2}(1 - \cos\theta)d\theta;$$

$$P = r\theta; \quad dP = r d\theta; \quad R = \frac{\theta - \sin\theta}{2\theta}r.$$

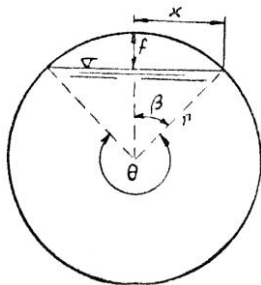


Fig. 4.31. Canal de secțiune circulară.

Condiția de debit maxim este:

$$3PdA - AdP = 0 \quad (47)$$

Înlocuind  $A$ ,  $P$ ,  $dA$  și  $dP$  prin valorile de mai sus, se obține, după efectuarea calculelor:  $2\theta - 3\theta \cos\theta + \sin\theta = 0$ , ecuație verificată pentru  $\theta = 308^\circ$ .

Săgeata zonei neumplute este:

$$f = r \left( 1 + \cos \frac{\theta}{2} \right). \text{ Pentru } \theta = 308^\circ, f =$$

$0,1r$  sau  $0,05D$  ( $D$  = diametrul apeductului)

$$Q_M = 1,05Q_1 \text{ (v. fig. 4.30).}$$

Condiția de viteză maximă este:

$$PdA - AdP = 0 \quad (48)$$

După simplificare se obține:  $\sin\theta - \theta \cos\theta = 0$ , ecuație verificată pentru  $\theta = 258^\circ$ .

Săgeata zonei neumplute este egală cu:

$$f' = r(1 + \cos 129^\circ); \quad f' = 0,371r = 0,19D$$

În tabelul 4.7 sunt date [11] câteva situații caracteristice canalelor circulare (fig. 4.32), în care:

$Q$  și  $V$  sunt debitul și viteza medie la un anumit grad de umplere,

$$Q_0 \text{ și } \frac{Q_0}{A} - \text{debitul și viteza medie la secțiunea plină.}$$

În figura 4.32 sunt ilustrate [8] rapoartele dintre diferite grade de umplere  $\left(a = \frac{h}{d}\right)$ , unghiul la centru corespunzător ( $\theta$ ) și nivelele de apă ( $N$ ).

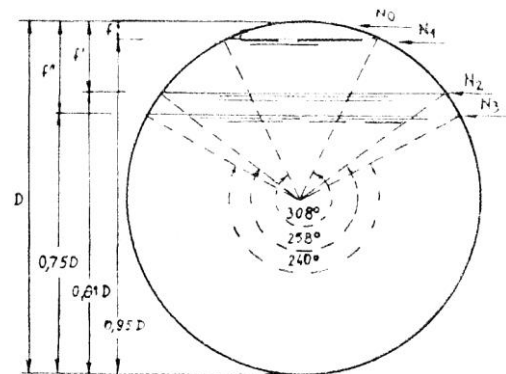


Fig. 4.32. Debitul și viteza maximă corespunzătoare diferitelor grade de umplere:  $N_0$  – apeduct plin, fără presiune ( $Q = Q_1$ );  $N_1$  – nivel corespunzând la debitul maxim  $Q_m = 1,05 Q_1$ ;  $N_2$  – nivel corespunzând la viteza medie maximă;  $N_3$  – nivel obișnuit ( $Q = 0,85 Q_m$ ).

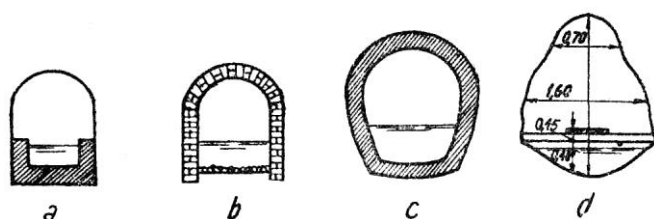
Tabelul 4.7. Situații caracteristice secțiunilor circulare

$\beta$	$\theta$	$x$	$f$	$A$	$P$	$R$	$\frac{V}{V_0}$	$\frac{Q}{Q_0}$	Observații
$90^\circ$	$180^\circ$	0	$r$	$1,571r^2$	$3,142r$	$0,5r$	1	0,5	semicerc
$51^\circ 1/4$	$257^\circ 1/2$	$0,626r$	$0,374r$	$2,735r^2$	$4,493r$	$0,609r$	1,104	0,96	$V_{max}$
$26^\circ$	$308^\circ$	$0,899r$	$0,101r$	$3,082r^2$	$5,379r$	$0,573r$	1,070	1,05	$Q_{max}$
0	$360^\circ$	$r$	0	$3,142r^2$	$6,283r$	$0,5r$	1	1	cerc plin

**Forma sectoarelor de legătură și condiții de adoptare. Galerii.** Trecerea unui sector de canal în galerie subterană se impune când se traversează linii de separație înalte între bazine hidrografice, șei montane costisitor de ocolit prin canale deschise și terenuri cu pante abrupte sau foarte instabile.

Pentru fixarea soluțiilor galeriei sunt necesare prospecțiuni, sondaje și studii hidrogeologice aprofundate, pe fâșia destinată traseului ca și pe zonele limitrofe.

Formele de secțiuni adoptate în general sunt (fig. 4.33): radier orizontal cu pereții verticali și boltă zidită (fig. 4.33, *a*, *b*), formă de potcoavă care rezistă bine sarcinilor exterioare (fig. 43, *c*), formă de clopot, în cazul unor secțiuni mari și care trebuie să reziste la solicitări exterioare importante (fig. 43, *d*), forme circulare și alte forme.



**Fig. 4.33.** Secțiuni transversale prin galerii subterane folosite în irigații [3,11] > *a* – în teren stâncos betonarea cuvetei este necesară; *b* – în teren instabil; *c* – în teren foarte instabil; *d* – în stâncă nefisurată fără îmbrăcăminte.

Scurgerea prin aceste galerii se face ca în orice canal deschis; în cazuri rare, scurgerea se face sub presiune. Întrucât costul săpăturii în galerie este de cel puțin cinci ori mai mare decât al săpăturii pentru canale deschise, se admit în galerii pante mari, care să conducă la viteze de scurgere până la 4m/s (între 2,5 și 4m/s), în scopul reducerii secțiunii.

În cazul când galeria se excavează în stâncă nefisurată se poate renunța la îmbrăcăminte (de exemplu, galeria Bahin, fig. 4.33, *d*).

Dacă terenul este accidentat sau puțin rezistent și instabil, asigurarea unei bune fundări și a unei atente consolidări și impermeabilizări pe întreg perimetrul devine obligatorie (de exemplu galeria Ginasservis – C. Provence, v. figura 4.29, *b*, *c*).

Exemple de galerii, adoptate în tehnica irigației, sunt numeroase:

– Galeria Foumen (sistemul de irigații Sefid – Roud, Iran), cu:  $L = 16,7$  km,  $Q_{max} = 32$  m<sup>3</sup>/s și secțiunea pseudo-circulară sau semicirculară ( $D_n = 3,5$ ;  $h_{apa\ max} = 2,87$  m).

– Galeria Ginasservis (din sistemul de irigații Canal Provence, Franța) cu  $L = 11$  km,  $Q_{max} = 40$  m<sup>3</sup>/s și secțiunea pseudo-circulară și sub formă de potcoavă ( $D_n = 5,0$  m, funcționează cu secțiunea plină).

**Apeducte, poduri – canale.** Trecerea unui tron-

son de canal în apeduct se impune când se traversează: depresiuni largi și adânci, căi de comunicație (drumuri, căi ferate), cursuri de apă situate la cote inferioare fundului canalului etc. Desigur, numai un calcul tehnic și economic complex poate indica soluția de adoptat pentru străbaterea obstacolului, ambele construcții de legătură (apeduct sau sifon) prezentând avantaje și dezavantaje.

Apeductele se pot construi cu diferite forme de secțiuni (rectangulare, semicirculare, circulare) și din diferite materiale: zidărie, metal, beton armat, conducte de azbociment ș.a., pe grinzi din beton, metalice, lemn.

În tehnica irigației din Franța se practică frecvent soluția traversării diferitelor văi, de deschideri mari, prin apeducte pe piloți (de exemplu în S.I. Rhonul inferior – Languedoc, fig. 4.34, *a*, în S.I. Provence (fig. 4.34, *b*, *c*) sau prin conducte suspendate (de exemplu, apeductul Saint-Bachi din S.I. Provence (fig. 4.34, *d*).

**Sifoanele inverse.** Folosite, de asemenea, ca și apeductele, pentru traversarea obstacolelor (văi, râuri, căi de comunicație), sifoanele inverse sunt obligatorii în cazul intersectării (canalului cu obstacolul) la cote apropiate (de exemplu fig. 4.35).

Adoptarea soluției de traversare în sifon trebuie făcută cu mult discernământ, sifonul prezentând numeroase inconveniente, printre care: pierderi mari de sarcină, chiar dacă execuția este bine făcută; pe traseele cu pante mici, unde se dispune de sarcini reduse, soluția în sifon trebuie bine justificată, precum și pericolul colmatării conductei orizontale, în condițiile unor viteze mici (sub 1 m/s), în cazul debitelor minime.

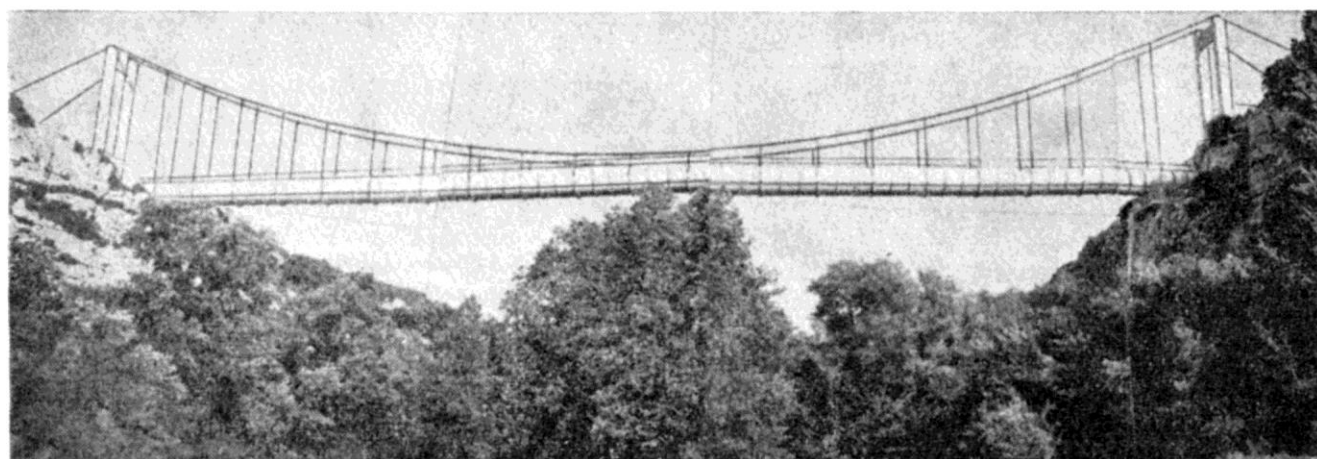
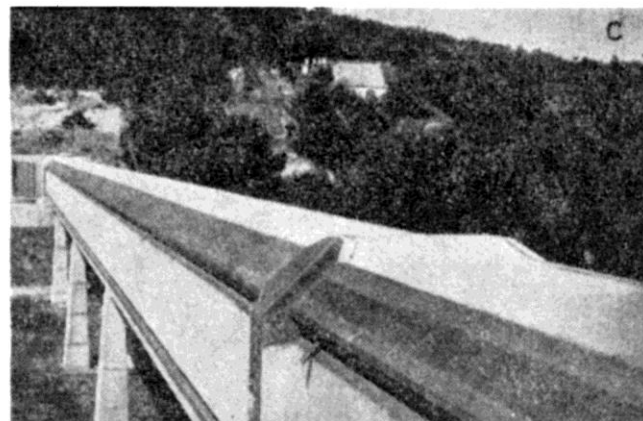
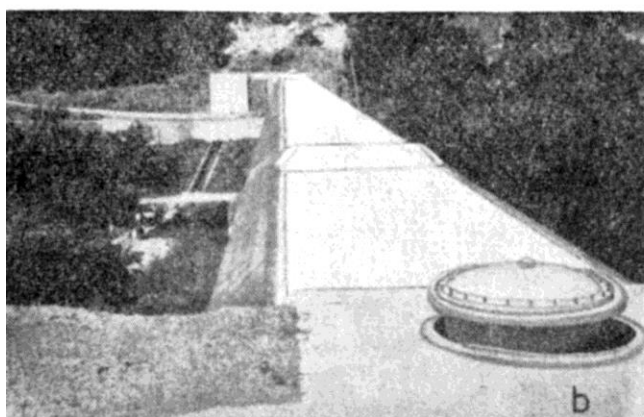
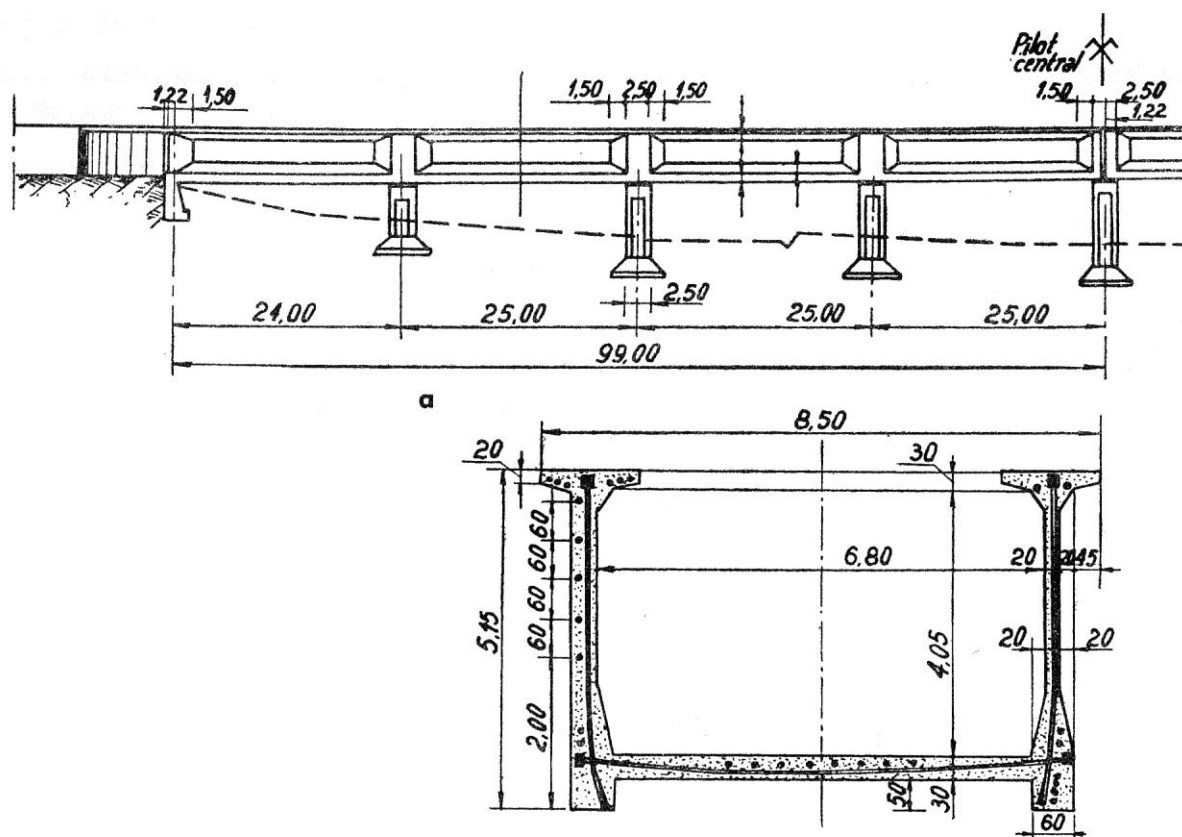
Pentru transportul unor debite mari, secțiunea utilă se divide pe mai multe fire, al căror diametru trebuie să permită vizitarea ( $D_n > 700$  mm).

### 4.3. PROFILE TRANSVERSALE CARACTERISTICE CANALELOR CU FOLOSINȚE MULTIPLE

Problema alegerii secțiunii transversale *A* a canalelor care folosesc în scopuri multiple se pune în mod deosebit, față de cazul folosirii lor într-un singur scop (irigații).

#### 4.3.1. LA CANALELE CU FOLOSINȚĂ MIXTĂ: IRIGAȚII ȘI NAVIGAȚIE

La aceste canale, forma secțiunii transversale se face tot trapezoidală sau poligonală (fig. 4.36, *a*, *b*), cu adâncimea și lățimea apei în canal impuse de cerințele de navigație, nu de calculul profilului economic.



**Fig. 4.34.** Apeductul Saint-Gilles pe canalul principal al sistemului Rhônul inferior (semielevație și secțiune [3] (a); apeductul Abeou (foto autor, 1971) (b și c) și apeductul Saint-Bachi, detalii constructive asupra ancorării (foto autor, 1971) (d).

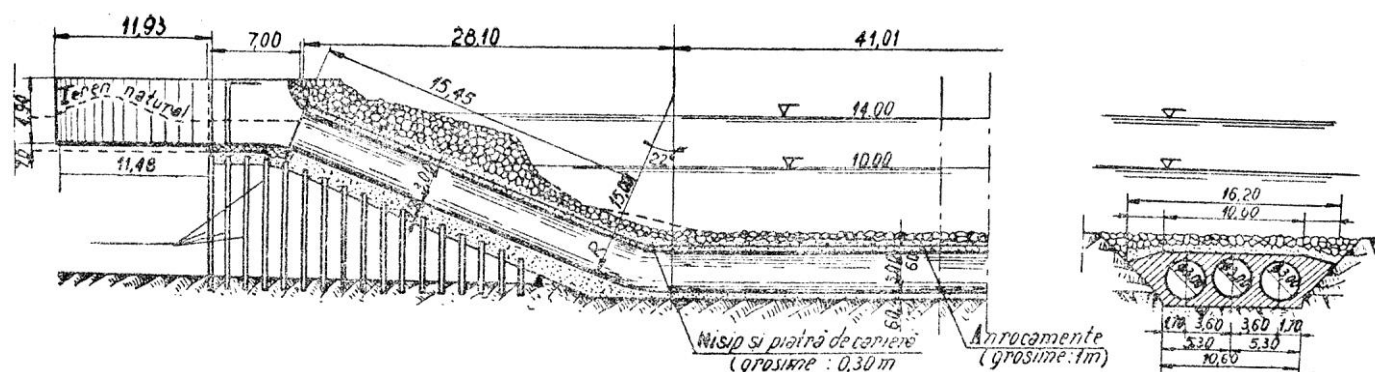


Fig. 4.35. Sifonul de la Vidourle pe canalul principal al amenajării Rhônului inferior (profil în lung și secțiune) [3]

Dintre problemele ce se ridică în legătură cu navigația, se menționează: asigurarea lățimii dreptunghiului de navigație și a pescajului necesar; deschiderea podurilor și înălțimea lor deasupra luciului apei, care trebuie să permită trecerea vaselor; în cazuri speciale podurile pot fi basculante; stabilirea pantei canalului, pentru a asigura o viteză a apei ce nu va stânjeni navigația; supralărgirea canalelor la fund cu 5-1 m, pentru curbele cu  $R = 600-2000$  m; stabilirea punctelor de ancoraj pentru înnoptare sau staționare; stabilirea de bazine pentru întoarcerea vaselor; stabilirea de porturi de așteptare la ecluze; lucrări de artă specială.

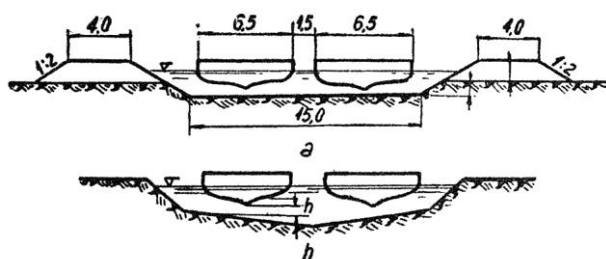


Fig. 4.36. Exemple de secțiuni transversale ale canalelor de irigații folosite și pentru navigație: a – mixtă [2]; b – în debleu [11].

În punctele cu diferențe mari de nivel între biefuri, pentru trecerea vaselor se construiesc ecluze de navigație. În vederea proiectării ecluzelor trebuie să se cunoască: caracteristica și capacitatea vaselor ce vor naviga; componența convoaielor de vase încărcate ce trec prin ecluză; debitul și elementele geometrice ale canalului magistral; diferențe de nivel lângă ecluză.

În figura 4.36, a se dă un exemplu de secțiune transversală a unui canal de irigație și navigație ( $Q_{nor} = 11,5 \text{ m}^3/\text{s}$  și  $Q_{max} = 17,2 \text{ m}^3/\text{s}$ ;  $I = 0,0003$ ,  $\Delta h = 2 \text{ m}$ ).

#### 4.3.2. LA CANALELE CU FOLOSINȚĂ MIXTĂ: IRIGAȚII ȘI PRODUCEREA DE ENERGIE

Problema alegerii secțiunii A se pune în mod diferit față de canalele cu folosire pentru un singur scop

(irigații). Folosirea apei în scop hidroenergetic, și în afara perioadei de irigații, conduce la o valorificare mai economică a ei, ca și a rețelei de canale.

Problemele economice care se impun spre rezolvare sunt legate de:

1) găsirea secțiunii A și pantei  $i$  de maximă economicitate;

2) găsirea vitezei medii și a pantei longitudinale, pentru care totalul cheltuielilor anuale (amortizarea investiției + întreținerea + costul energiei pierdute) să fie minim;

3) găsirea adâncimii optime energetic  $h_{ee}$ , în condițiile admise (date):

– panta terenului  $I$  este superioară celei necesare

scurgerii  $i$ ,  $I > i$ , unde  $i = \frac{V_m^2}{C^2 R}$ ;  $V_m = \frac{q}{A}$ , pentru a exista condiții de producere a energiei;

–  $q_m$  este debitul maxim pe care trebuie să-l transporte un canal trapezoidal cu pereți laterali și pantă dată.

Secțiunea A și panta  $i$  de maximă economicitate. Dacă lungimea canalului este  $L$ , energia pierdută este proporțională cu puterea  $N = iL\bar{q}$ , considerată variabilă după o lege în care se ia în considerație valoarea medie a lui  $q$  (adică  $\bar{q}$ ).

Dacă se consideră, la debitul maxim  $q_m$ , panta  $i$

egală cu:  $i = \frac{q_m^2}{P^2 A^2 R}$ , atunci relația puterii devine:

$$N = \frac{L \cdot \bar{q} \cdot q_m^2}{P^2 A^2 R} \quad (\text{pentru canal neimpermeabilizat}). \quad (49)$$

Adoptând ipoteza că  $C_1$  – costul execuției – este proporțional cu  $A$  și deci  $C_1 = K \cdot A \cdot L$  ( $K$  – o valoare constantă, optim aleasă), iar  $B$  este capitalul necesar a se investi pentru producerea unui CP de energie și deci costul investiției  $C_2 = B \frac{1000 \bar{q} i L}{75}$ , rezultă cheltuielile totale ( $C_1 + C_2$ ) pe unitatea de lungime:

$$F(A, R) = KA + \frac{40}{3} B \frac{\bar{q} q_m^2}{P^2 A^2 R} \quad (50)$$

Se obține minimum cheltuielilor derivând relația de mai sus în raport cu  $A$  sau  $R$ , dacă se cunoaște (sau impune) o relație între acestea (dacă se fixează coeficientul de formă al canalului,  $M = \frac{A}{R^2}$ ). Considerându-se pentru  $P$ , din formula lui Chézy, expresia  $\frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$  (a

lui Manning), se obține  $R = \left( \frac{A}{M} \right)^{\frac{1}{2}}$  și

$$F(A) = KA + \frac{40}{3} \frac{n^2 \cdot B \cdot \bar{q} \cdot q_m^2 \cdot M^{\frac{2}{3}}}{A^{\frac{8}{3}}} \quad (51)$$

Derivând în raport cu  $A$  și egalând cu zero, rezultă expresia secțiunii  $A$  și a pantei longitudinale  $i$  de maximă economie [1]:

$$\begin{cases} A = \left( \frac{320 n^2 \cdot B \cdot \bar{q} \cdot q_m^2 \cdot M^{\frac{2}{3}}}{9 K} \right)^{3/11} \\ i = \left( \frac{9 K \cdot n^{\frac{3}{4}} \cdot q_m^{\frac{3}{4}} \cdot N^{\frac{1}{4}}}{320 b \cdot \bar{q}} \right)^{8/11} \end{cases} \quad (52)$$

În mod analog se prezintă problema pompării apei pentru irigat, dintr-o sursă situată la o cotă inferioară suprafeței irigabile, diferența constând – față de cazul precedent – în valoarea ce trebuie asigurată constantei  $B$ , care în acest caz va reprezenta costul unui CP instalat, pentru ridicarea apei.

#### 4.3.3. ASPECTE TEHNICO-ECONOMICE PRIVIND ALEGEREA SECȚIUNII

Fiind date: debitul  $Q$  (din condiția de exploatare), înclinarea taluzelor  $m = \operatorname{ctg} \alpha$  (din condiția de stabilitate), raportul dintre lățimea fundului  $b$  și înălțimea apei  $h$  (condiția optimă fiind:  $\frac{b}{h} = 2(\sqrt{1+m^2} - m)$ ), pentru găsirea vitezei medii  $V$  și pantei longitudinale  $J$ , în condiția ca totalul cheltuielilor anuale  $K$  (compus din: amortizarea investiției, întreținere și costul energiei pierdute) să fie minim, se poate proceda astfel [11]:

– secțiunea  $A$  fiind astfel ca să se realizeze un anumit raport între  $b$  și  $h$ , rezultă:

$$A = K_1 h^2 \quad (53)$$

$$P = K_2 h \quad (54)$$

( $K_1$  și  $K_2$  – constante);

– panta longitudinală  $J$  se poate scoate din formula generală a debitului  $Q = AC\sqrt{RJ}$ :

$$J = \frac{Q^2}{A^2 \cdot C^2 \cdot R} = \frac{Q^2}{(K_1 h^2)^2 \frac{1}{n^2} R^{2y+8}} = \frac{K_3 Q^2}{h^{2y+5}} \quad (55)$$

$$\text{unde: } K_3 = \frac{1}{K_1^2 \frac{1}{n^2} \left( \frac{K_1}{K_2} \right)^{2y+1}} \text{ și } R = \frac{K_1}{K_2} h$$

– energia  $E$  în kWh, pierdută anual pe un metru lungime de canal fiind  $E = \eta \frac{\gamma \cdot Q \cdot J}{102} T$  (în care  $\eta$  – randamentul agregatelor generatoare și  $T$  – numărul de ore de funcționare într-un an), iar  $p$  fiind prețul unitar al energiei, rezultă că pierderea anuală de energie valorează:

$$pE = \frac{K_4 Q^3}{h^{2y+5}} \quad (56)$$

( $K_4$  incluzând toate constantele lui  $E$  și  $p$ );

– cheltuielile anuale datorate amortizării și întreținerii (socotite ca un procent  $a$ , aplicat cheltuielilor de investiții  $C$ , pentru un metru linear canal), conțin: o parte de cheltuieli fixe ( $K_5$ ), o parte proporțională cu  $P$  (pereurile), deci cu  $h(K_6 h)$ , și o altă parte proporțională cu săpăturile  $\Omega$ , deci cu  $h^2(K_7 h^2)$ ;

– funcția ce reprezintă cheltuielile totale anuale de amortisment, întreținere, inclusiv valoarea energiei pierdute va fi de forma:

$$K = \frac{K_4 Q^3}{h^{2y+5}} + K_5 + K_6 h + K_7 h^2 \quad (57)$$

– lucrarea este proiectată economic dacă această sumă ( $K$ ) este minimă în raport cu variabila  $h$ .

Adâncimea economică  $h$  se obține în urma condiției  $\frac{\partial K}{\partial h} = 0$  (s-a considerat  $y = \frac{1}{6}$ , iar termenul relativ mic  $K_6 h$  s-a neglijat):

$$h = \sqrt[7.33]{C_1 Q^3} \quad (58)$$

Ulterior se pot calcula  $V$ ,  $J$  și  $A$  corespunzătoare.

Pe cale grafică, adâncimea optimă energetică  $h_{ec}$  a unui canal trapezoidal se stabilește în modul următor (fig. 4.37) [11]: după calcularea devizului și a pierderii de energie pentru 3-4 variante ale lui  $h$ , se reprezintă  $K$  pe o curbă, alegând valoarea lui  $h$  corespunzătoare cheltuielilor minime. Pentru a arăta că există un minim, se trasează cele două curbe, care reprezintă valoarea

energiei pierdute ( $\frac{K_4 Q^3}{h^{5.33}}$ , care tinde asimptotic la axele de coordonate) și valoarea cheltuielilor anuale de amortisment și întreținere  $K_5 + K_6 h + K_7 h^2$ , care este o parabolă). Prin însumarea ordonatelor celor două curbe rezultă curba  $K$ , a cheltuielilor totale; aceasta ia valori

infinite pentru  $h$  foarte mic și pentru  $h$  foarte mare și valori finite pentru  $h$  finit, deci un minim există [11].

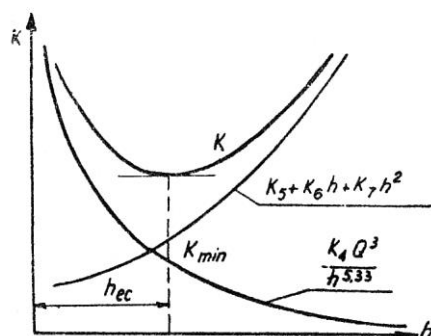


Fig. 4.37. Adâncimea optimă energetică a unui canal trapezoidal [11].

#### 4.3.4. HIDROSTAȚII PE CANALELE SISTEMELOR DE IRIGAȚII

Se diferențiază în sistemele de irigații următoarele poziții și debite de funcționare ale hidrocentralelor:

- la începutul canalului magistral, în aval de regulatorul frontal (fig. 4.38), în care caz ele funcționează fie pe baza diferenței de nivel creată prin bararea râului, pentru a obține debitul stabilit prin graficul de consum, fie pe baza unui debit maxim (linia  $my$ , fig. 4.39), dacă o permite sursa. Acest tronson de canal se poate supradimensiona la nevoie, pentru a transporta un debit mărit (linia  $QP$ ). Debitul excedentar, peste cel cerut de irigații ( $a, b, c, d, e, f, g, h, i, j, k$ ), se poate trimite înapoi în râu, printr-un canal de evacuare care pleacă de la hidrocentrală spre acesta. În figură, debitul de evacuat este reprezentat prin suprafața hașurată;

- pe traseul părții inactive a canalului magistral, dacă există posibilitatea de a crea diferența de nivel necesară pe canal, prin barare (fig. 4.40);

- la începutul canalului de evacuare al canalului magistral (fig. 4.41);

- pe traseul unui canal magistral, la un nod hidrotehnic;

- într-un punct unde se creează o cădere și totodată pleacă și canalul de evacuare se poate instala concentrat un complex hidrotehnic ce funcționează cu întregul debit luat din sursă (fig. 4.42).

În cazul soluției mixte „irigație-hidroenergetică” cu bazin de acumulare hidroenergetic subordonat în exploatare cerințelor de irigații, se adoptă regimul de exploatare arătat în figura 4.43.

Deosebirea dintre uzinele speciale și cele obișnuite constă în felul exploatării (v. fig. 4.43).

La uzinele obișnuite, programul golirii și umplerii bazinului depinde de nevoia de a acoperi curba puterii de consum  $P_c$ , prin compensarea cu puterea disponibilă  $P_d$ .

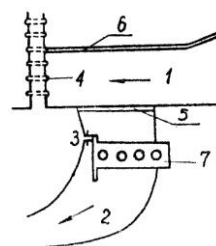


Fig. 4.38. Amplasarea hidrocentralei la începutul canalului magistral: 1 – râu; 2 – canal magistral; 3 – evacuare; 4 – baraj; 5 – regulator frontal; 6 – perete despărțitor; 7 – hidrocentrală

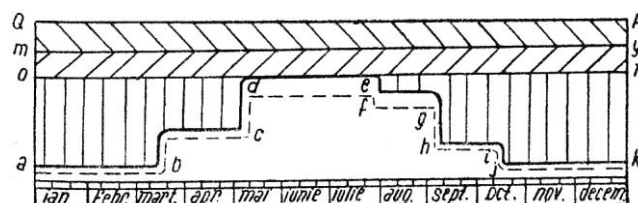


Fig. 4.39. Graficul debitului de apă luat din sursă pentru irigație și pentru hidrocentrală

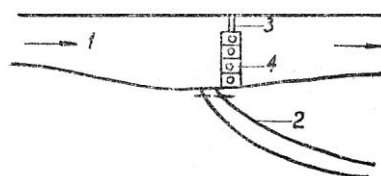


Fig. 4.40. Amplasarea hidrocentralei la un punct de cădere pe canalul magistral: 1 – canal magistral; 2 – canal de spălare și evacuare; 3 – baraj transversal (ecluză); 4 – hidrocentrală

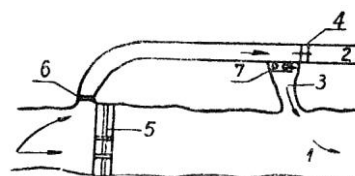


Fig. 4.41. Schema unui nod hidroenergetic pe canalul magistral:

1 – râu; 2 – canal magistral; 3 – canal de evacuare; 4 – baraj mobil; 5 – baraj cu stăvilor de spălare; 6 – stăvilor regulator frontal; 7 – uzină hidroelectrică

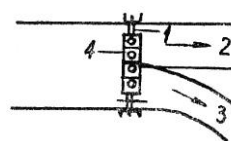


Fig. 4.42. Complex hidroenergetic: 1 – baraj-ecluză; 2 – canal magistral; 3 – canal de evacuare; 4 – uzină hidroelectrică

Curba anuală a puterii disponibile pentru uzina obișnuită de vârf  $a$  este:

$$P_d = 9,91 \cdot Q_d \cdot H_b \cdot \eta \quad (59)$$

în care:

$Q_d$  este debitul disponibil natural, variabil pe râu, în  $m^3/s$ ;

$H_b$  – căderea totală, variabilă după nivelul apei, în  $m$ ;

$\eta$  – randamentul global al uzinei, dat de produsul randamentului hidraulic  $\eta_h$ , al turbinei  $\eta_t$  și al părții electrice  $\eta_e$ . Deci:  $\eta = \eta_h \cdot \eta_t \cdot \eta_e$ .

Pentru a nu fi nevoie de rezerve termo- sau hidroelectrice, trebuie ca puterea produsă de exploatare  $P_e$  să acopere curba de consum  $P_c$ . Deci, trebuie ca  $P_c = P_e$ .

Pentru realizarea egalității  $P_c = P_e$  este necesar să fie făcută compensarea puterii disponibile  $P_d$ , prin umplerea și golirea lacului, după cum se vede în figura 4.43, a.

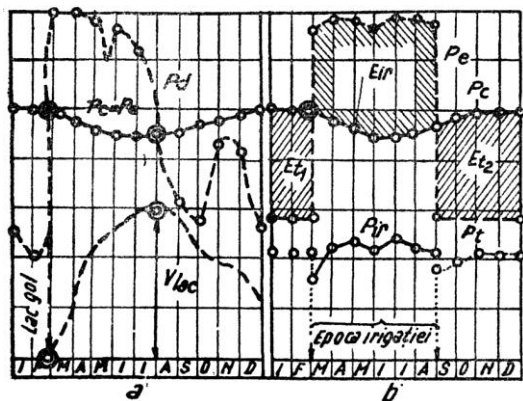


Fig. 4.43. Planuri de exploatare: a – al uzinei de vârf obișnuite; b – al uzinei speciale destinate irigației

În cazul uzinei speciale care deservește irigația (fig. 4.43, b), dacă puterea disponibilă natural  $P_d$  se aseamănă cu cea din figura 4.43, a, cea exploatată  $P_e$  diferă total. În perioada de vegetație (martie-septembrie), când rezerva de apă este consumată, puterea produsă  $P_e$  este mult superioară celei din lunile de toamnă și iarnă (octombrie-februarie). Curba de consum energetic  $P_c$  fiind aceeași, ca și în figura 4.43, a, rezultă că energia obținută în epoca irigațiilor  $E_{ir}$  nu poate fi total consumată pe rețeaua obișnuită, trebuind deci să fie folosită și altfel.

Puterea excedentară rezultată  $P_{ir}$ , dată de diferența ordonatelor  $P_{ir} = P_e - P_c$  (kW), poate fi folosită pentru nevoile agriculturii și irigației.

Deficitul de putere din lunile de iarnă  $P_t = P_c - P_e$  trebuie acoperit de uzine de rezervă (termoelectrice sau hidroelectrice de vârf, care vor debita energia  $E_{t1} + E_{t2}$ ). În felul acesta se poate realiza un sistem mixt de irigație, *sistemul legat de sursă*, pe care s-a amenajat uzina specială ce primește debitul  $Q_{ir}$ , cu care se irigă gravitațional suprafața  $S_v$  și *sistemul independent*  $S_2$ , care poate fi amplasat oriunde față de canalul de aducțiune, deoarece alimentarea sa se face prin pompare, cu ajutorul energiei electrice, produsă excedentară în perioada de vegetație de uzina specială.

Puterea necesară de pompare a apei dintr-o sursă așezată mai jos decât suprafața de irigat va fi:

$$P_p = 9,81 \cdot Q_p \cdot H_p \cdot \frac{1}{\eta} \text{ (kW)} \quad (60)$$

în care:

$Q_p$  este debitul mediu pompat, cu care se poate iriga suprafața  $S_2$ , în  $m^3/s$ ;

$\eta = \eta_t \cdot \eta_h \cdot \eta_e \cdot \eta_p$  – randamentul global (produsul randamentelor transportului electric  $\eta_t = 0,95$ , hidraulic  $\eta_h = 0,90$ , al electromotoarelor  $\eta_e = 0,89$ , al pompelor  $\eta_p = 0,8$ );

$H_p$  – înălțimea medie a terenului de irigat, în m (echivalentă, teoretic, cu cea de pompare).

Din cele de mai sus se poate determina mărimea suprafeței totale de irigat mecanic  $S_2$ , în funcție de normele medii de irigație  $M$ ;  $S_2 = \frac{V_p}{M}$ , în care  $V_p$  este volumul pompat în perioada  $T$  de irigație ( $V_p = Q_p \cdot T \cdot 86400$ ).

Consumul specific de energie  $K_s$  va fi:

$$K_s = \frac{E_{ir}}{V_p} \text{ (în kWh/m}^3 \text{ apă)} \quad (61)$$

## 4.4. IMPERMEABILIZAREA CANALELOR DE IRIGAȚII

### 4.4.1. NECESITATEA IMPERMEABILIZĂRILOR

Modernizarea sistemelor de irigații, prin reglarea automată a debitelor și nivelelor, implică rezolvarea unui mare număr de probleme, printre care se enumera și aceea a impermeabilizării biefurilor în vederea prezervării volumelor de apă aferente. De asemenea, problema reducerii sau înlăturării totale a infiltrațiilor prin perimetrul canalului se pune, în orice sistem de irigații, chiar în regim de exploatare neautomat.

În general, problema impermeabilizării canalelor de irigații este dictată de o serie de necesități obiective ca:

– necesitatea reducerii la maximum a apei pierdute prin infiltrații; se știe că, în canalele necăptușite, pierderile de apă prin infiltrații variază în limite largi, între 5 și 40% din cantitatea totală de apă derivată (tab. 4.8);

Tabelul 4.8. Pierderile de apă prin infiltrație [3]

Natura terenului	Pierderi de apă ( $m^3/24$ h și $m^2$ perete ud)
Argilos impermeabil	0,09
Argilo-mălos obișnuit	0,18
Argilo-nisipos	0,20-0,40
Nisipos	0,50
Nisip și pietriș	0,75
Pietriș	1,00- 1,80

– prevenirea înmlăștinirii terenurilor adiacente și reducerea cheltuielilor de drenaj. Apa pierdută din canal prin infiltrație constituie una din principalele surse de ridicare a nivelului apei freatice pe suprafața irigată; literatura tehnică de specialitate oferă numeroase exemple de suprafețe de teren transformate în mlaștini, datorită ridicării considerabile a nivelului apelor freatice. Astfel, se arată [13] că prin căptușirea canalului de la San Juan (Texas) pe o lungime de 58 km, au fost recuperate 1.200 ha de livezi de mare valoare, care altfel erau inutilizabile datorită infiltrațiilor;

– reducerea dimensiunii canalelor și a costului lucrărilor de artă. La debit egal, secțiunea transversală a unui canal căptușit cu beton este mai mică decât aceea a canalului neîmbrăcat corespunzător, datorită faptului că viteza admisibilă este mai mare; sau invers, pentru aceeași secțiune udată, capacitatea de transport se dublează la canalele betonate (tab. 4.9);

**Tabelul 4.9.** Capacitatea relativă a canalelor betonate și necăptușite [13]

Lățimea la fund a canalului (m)	Adâncimea apei (m)	Debitul transportat (m <sup>3</sup> /s)	
		cu căptușeală de beton	necăptușit
0,30	0,45	0,40	0,23
0,90	0,60	1,27	0,71
1,20	0,75	2,40	1,33
1,50	0,90	4,00	2,24

– reducerea cheltuielilor de întreținere și de exploatare constituie, de asemenea, un factor esențial care trebuie avut în vedere la proiectarea impermeabilizării canalelor.

Se menționează că în studiile de eficiență economică privind utilizarea îmbrăcăminților cu suprafață dură se va ține seama și de reducerea cheltuielilor de îndepărtare a vegetației acvatice și de despotmolire a canalelor, comparativ cu canalele necăptușite.

Impermeabilizarea canalelor constituie o problemă complexă, care ar trebui să formeze o parte componentă a oricărui proiect de irigații. Trebuie analizate în acest cadru o serie de aspecte, începând cu acela al motivării oportunității lucrărilor de căptușire a canalelor, în funcție de următorii factori: mărimea canalului, înălțimea apei în canal, debitul transportat, natura solului în care este executat canalul (rolul primordial revenind permeabilității solului), nivelul apelor freatice, modul de funcționare al canalelor. Profilul litologic mediu, ca și caracteristicile mecanice ale solului, sunt indispensabile în adoptarea soluției. În funcție de datele de mai sus, se va efectua ulterior studiul tehnic al diferitelor tipuri de îmbrăcăminți, adoptând soluții diferențiate în cadrul aceluiași sistem sau chiar pe biefuri.

Eficiența impermeabilizării va rezulta, în final, dintr-o judicioasă analiză tehnico-economică.

#### 4.4.2. DETERMINAREA PIERDERILOR DE APĂ PRIN INFILTRAȚIE

Determinarea pierderilor de apă prin infiltrație este necesară din următoarele motive:

- pentru a calcula avantajele și rentabilitatea îmbrăcăminților la canalele care se proiectează;
- pentru determinarea și verificarea pierderilor prin infiltrație la canale impermeabilizate;
- pentru a determina volumul exact de apă transportat în sistemul din care face parte canalul, în vederea exploatării corecte a sistemului.

Indicii cantitativi, utilizați pentru caracterizarea pierderilor din canalele de irigații, sunt:

- viteza de coborâre a nivelului apei sau infiltrația statică, măsurată în cm/zi și notată prin  $I_s$ ,
- debitul unitar infiltrat  $q_s$ , care poate fi exprimat în m<sup>3</sup>/s și km sau l/s și km; relația de recurență între viteza de coborâre a apei și debitul unitar infiltrat este:

$I_s = \frac{q_s}{B}$ , în care  $B$  reprezintă lățimea canalului la nivelul apei.

Cantitatea de apă infiltrată se mai exprimă prin următorii termeni:

- volumul infiltrat în 24 ore pe unitatea de suprafață a perimetrului muiat (m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>·24 h);
- volumul infiltrat în 24 ore pe unitatea de lungime a canalului (m<sup>3</sup>/m·24 h);
- procentajul debitului total pe km de canal.

În cazul proiectării unui canal, evaluarea pierderilor prin infiltrație se poate face prin mai multe metode ce se pot grupa astfel: 1) *formule empirice*; 2) *soluții obținute prin aproximații analitice*; 3) *soluții deduse prin metoda analogiei electrice*.

Dintre formulele empirice cele mai frecvent recomandate pentru determinarea pierderilor prin infiltrație face parte și cea dată de David și Wilson:

$$S_L = 0,45 \cdot C \frac{P \cdot L}{4 \cdot 10^6 + 3650 \sqrt{v}} \cdot h^{\frac{1}{3}} \quad (62)$$

în care:

$S_L$  reprezintă pierderi prin infiltrație (m<sup>3</sup> pe zi pentru lungimea  $L$  a canalului);

$P$  – perimetrul muiat (m);

$h$  – înălțimea de apă în canal (m);

$v$  – viteza de curgere a apei în canal (m/s);

$C$  – constantă care depinde de natura îmbrăcăminții și de grosimea ei.

Se dau [13] pentru  $C$  următoarele valori:

Tipul și grosimea îmbrăcăminții	Valoarea lui $C$
Beton (10 cm)	1
Argilă compactă (15 cm)	4
Asfalt ușor	5
Argilă	8
Asfalt sau mortar de ciment	10



Formula David-Wilson, ca și celelalte formule empirice (Moritz, Molesworth și Yennidumia, Offengenden ș.a.), prezintă dezavantajul unor evaluări aproximative ale pierderilor prin infiltrație.

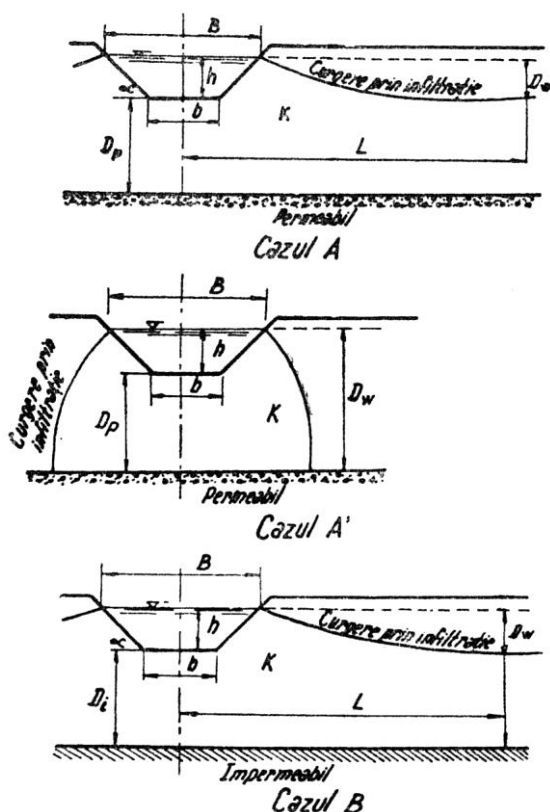
Mult mai precise sunt soluțiile analitice prezentate de Dachler, Ernst, Hammad, Harr, Pavlowski, Polubarinova – Kocina, Vedernikov s.a.

Cele mai importante rezolvări analitice sunt incluse în soluțiile grafice ale lui Bouwer, cu condiția de a cunoaște coeficientul de permeabilitate ( $K$ ) al subso-lului, dimensiunile profilului canalului, poziția pânzei freatice.

În vederea tratării teoretice a sistemelor de curgere prin infiltrație, Bouwer reduce infinitatea profilurilor naturale de permeabilitate la trei cazuri (fig. 4.44,  $A, A', B$ ).

*Cazul A:* solul în care s-a executat patul canalului este uniform, fundul canalului situându-se la o distanță  $D_p$  de stratul permeabil (fig. 4.44, A). Cazul infiltrației în direcția unui strat permeabil al subsolului, asigurând drenajul liber, este un caz particular al condiției A și este realizat când pânza freatică se găsește la nivelul stratului permeabil sau deasupra acestui nivel. Acest caz este notat prin  $A'$  (fig. 4.44).

**Cazul B:** solul în care s-a stabilit patul canalului este uniform și situat la o distanță  $D_i$  de stratul impermeabil (fig. 4.44, B).

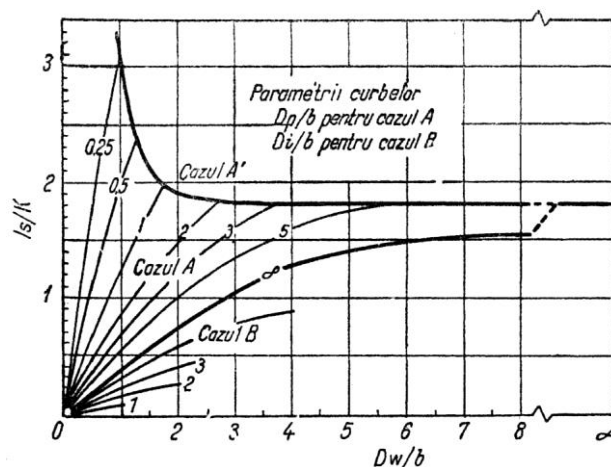


**Fig. 4.44.** Secțiuni transversale prin profilele naturale de infiltrație studiate de Bouwer [13]

*Cazul C:* solul în care se află patul canalului este de o permeabilitate mult inferioară celei a solului de bază, pe o distanță relativ scurtă, perpendiculară la perimetrul canalului (sol colmatat, îmbrăcăminiți semi-permeabile).

Înălțimea piezometrică care influențează curge-  
rea prin infiltrație este notată prin  $D_a$  și egală cu dis-  
tanța verticală dintre nivelul liber al apei în canal și  
nivelul pânzei freatice, presupusă orizontală.

În figura 4.45 se dă [13] graficul lui Bouwer rezultat în urma analizelor de infiltrație cu modele analogice electrice, pentru canale trapezoidale cu taluz 1/1 și cu  $\beta = \frac{h}{b} = 0,75$ . Astfel de grafice au fost întocmite de asemenea pentru  $\beta = 0,5$  și  $\beta = 0,25$ .



**Fig. 4.45.** Graficul Bouwer pentru calculul infiltrațiilor.

Graficele dau, în funcție de raportul  $\frac{D_w}{b}$ , mărirea fără dimensiuni reale  $\frac{I_s}{K}$ , care permite calcularea „vitezei de infiltrație”  $q$  pe metru de canal, folosind expresia:  $q = \frac{I_s}{K} K \cdot B$ .

*Exemplu de calcul pentru:*  $h = 0,75 \text{ m}$ ,  $b = 1,00 \text{ m}$ ,  
 $B = 2,50 \text{ m}$ ,  $D_i = 5,00 \text{ m}$ ,  $D_w = 2,00 \text{ m}$ . Din figura 4.45,  
 rezultă  $\frac{I_s}{K} = 0,58$ , de unde:

$$q = \frac{I_s}{K} K \cdot B = 0,58 \cdot 0,50 \cdot 2,50 = 0,73 \text{ m}^3 \text{ pe}$$

m·canal și pe zi (pentru  $K = 0,50$  m/zi).

Măsurătorile infiltrațiilor provenind din canale deja executate se pot face prin următoarele metode:

– metoda prin debitele de intrare și de ieșire, care constă în a măsura volumele de apă ce intră și ies în tronsonul canalului de irigație supus studierii;

– metoda prin bazin închis – se rezumă la constituirea unui bazin chiar pe tronsonul de canal în care să se măsoare viteza de coborâre a nivelului; un astfel

de bazin a fost executat pe „Right Main Canal” la Rajasthan (India), având o lungime de 5185 m;

– metoda de măsurare a pierderilor prin infiltrație cu ajutorul a diferite dispozitive, ca: măsurător cu sac de plastic, cu coborârea nivelului etc.

Metodele cu trasori, prin etalonaj electric sau prin măsurarea rezistivității sunt metode speciale, care au ca scop de a urmări și detecta infiltrațiile și repartiția lor în lungul canalelor, cu scopul de a permite localizarea tronsoanelor unde acestea au loc în mod excesiv.

#### 4.4.3. TIPURI DE ÎMBRĂCĂMINȚI

În funcție de pierderile de apă, de dimensiunile canalului, de importanța tehnico-economică a lucrării, ca și de alți factori, se aleg diferitele tipuri de îmbrăcămînți, stabilindu-se totodată principiile și normele de execuție.

Îmbrăcămînțile canalelor se pot împărți în următoarele categorii: îmbrăcămînți cu suprafață dură, membrane neîngropate, îmbrăcămînți din membrane îngropate; îmbrăcămînți din pământ.

**Îmbrăcămînțile cu suprafață dură.** Acest tip de îmbrăcămînți se execută din beton, beton armat, dale de beton prefabricate, sol-ciment, beton-bituminos, îmbrăcămînți bituminoase prefabricate, îmbrăcămînți din cărămizi, din piatră.

Pe canalele executate în terenuri normale, care nu prezintă fenomene de contracție și umflare, se recomandă să se utilizeze dalele prefabricate și căptușelile turnate direct, din beton simplu. Pe terenurile care prezintă fenomene de contracție și umflare, se recomandă aplicarea dalelor prefabricate și a căptușelilor turnate pe loc, din beton armat, pentru a se asigura stabilitatea taluzelor.

Costul unor astfel de îmbrăcămînți este destul de ridicat și de aceea folosirea lor trebuie bine justificată, atât prin durabilitatea îmbrăcămînții, cât și a calculului hidraulic, a celor de terasament, a execuției mecanizate și a unor cheltuieli minime de exploatare și întreținere.

Durabilitatea îmbrăcămînților de beton este estimată în general la 50 de ani (de exemplu, betonul de ciment Portland, nearmat, de 5 cm grosime, ca și a dalelor din beton de ciment prefabricat, de 7 cm grosime). Pierderile de apă sunt apreciate a fi inferioare la 0,03 m<sup>3</sup> pe m<sup>2</sup> în 24 ore, dacă construcția îmbrăcămînții este bine executată și întreținută. Pentru a obține costul cel mai mic al lucrării trebuie să se aleagă secțiunea care oferă perimetrul minim, adică secțiunea semicirculară.

O metodă care permite construcția unor canale de secțiune aproape semicirculară a fost pusă la punct în Spania de Barragan [13] (v. fig. 4.20, 4.21). La sfârșitul anului 1970 existau în această țară mai mult de

400 km de canal impermeabilizat prin această metodă. Suprafața canalului este un arc de cerc descris de un unghi de 130° la 160°, cu diametre variabile de la 1,5 la 10 metri. Metoda permite folosirea betonului vârtos, cu un strat de beton de calitate inferioară la bază și de calitate foarte bună la suprafață.

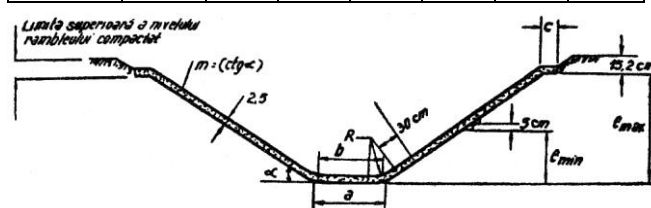
Secțiunea circulară este preferabilă, din punct de vedere hidraulic, fiind mai stabilă decât secțiunile trapezoidale și rectangulare și mai economică.

Construcția canalului semicircular Orellana-del-Plan-Badajoz din Spania, cu o capacitate de 15 m<sup>3</sup>/s și o lungime de 36 km, a fost executat integral mecanizat (săpătura și impermeabilizările) în mai puțin de 10 luni (în care s-a inclus și o iarnă foarte umedă), folosindu-se 4 mașini combinate (v. figura 4.21) [9].

În multe țări s-a propus utilizarea secțiunilor transversale normalizate (îndeosebi pentru canalele de distribuție – secundare), pentru a se putea normaliza, în consecință, mașinile și celelalte echipamente ce servesc la construirea canalelor. Astfel, în S.U.A. se recomandă secțiunile transversale trapezoidale normalizate pentru canale de distribuție indicate în tabelul 4.10. Semnificațiile notațiilor din acest tabel sunt redată în figura 4.48.

**Tabelul 4.10.** Secțiuni de canale normalizate [13]

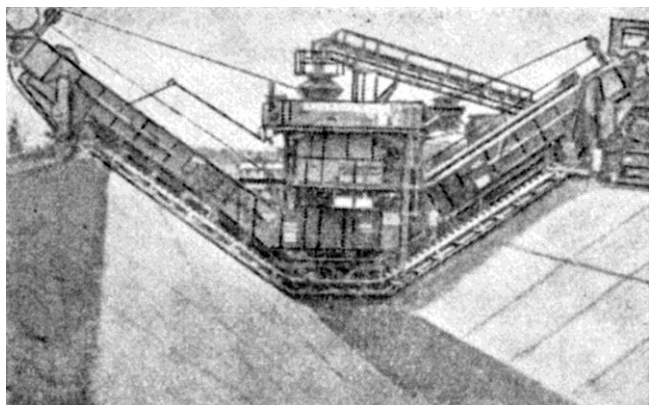
Secțiunea	$m$ (ctg $\alpha$ )	$a$ (cm)	$b$ (cm)	$c$ (cm)	$e_{min}$ (cm)	$e_{max}$ (cm)	$R$ (cm)
$A_1$	1	36	30,5	10,2	38,1	76,2	22,9
$A_2$	1	66	61,0	10,2	38,1	76,2	45,7
$B_2$	1,5	65	61,0	15,2	61,0	112,0	45,7
$B_3$	1,5	95,3	92,0	15,2	68,5	137,0	45,7
$B_4$	1,5	126,0	112,0	15,2	83,8	167,6	45,7
$B_5$	1,5	155,2	152,0	15,2	92,0	184,0	45,7
$B_6$	1,5	187,0	184,0	15,2	106,5	213,0	45,7



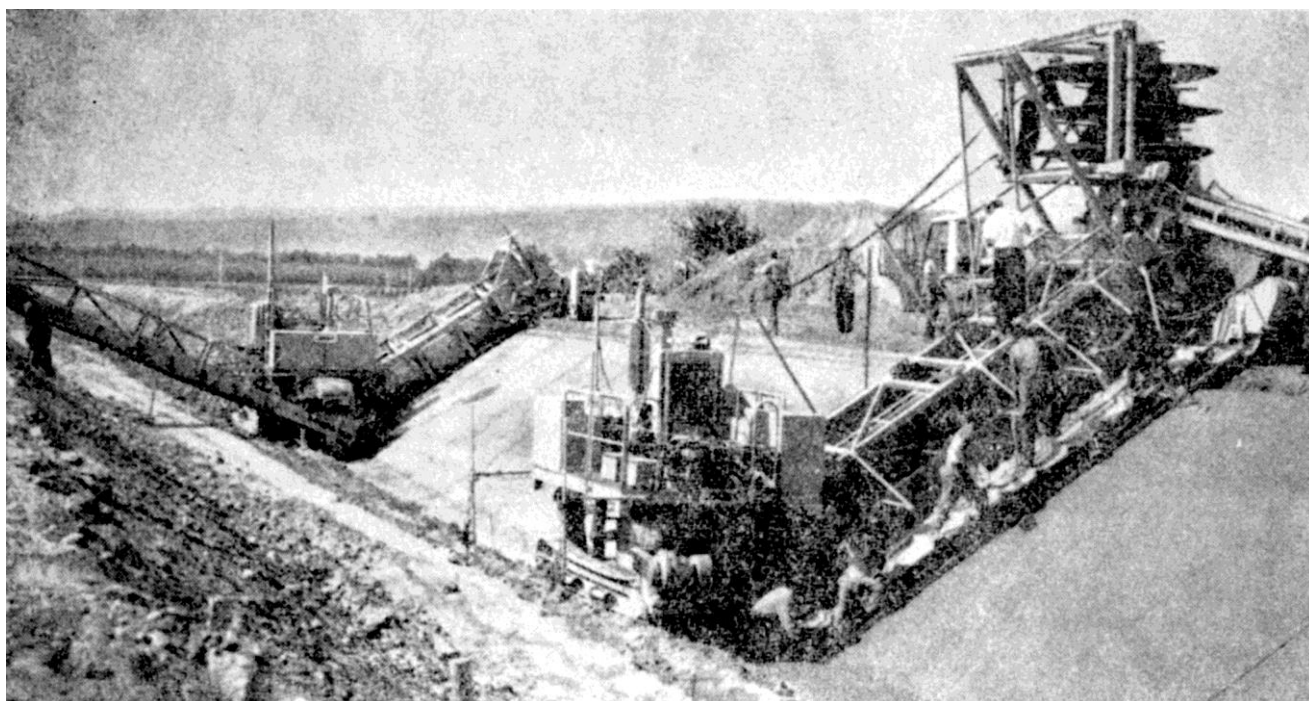
**Fig. 4.46.** Secțiune transversală trapezoidală normalizată pentru canale

Pentru executarea mecanizată a căptușelilor din beton simplu monolit la canalele de secțiune trapezoidală, se folosesc mașini speciale, ca Dingler, Rahco etc.; acestea sunt echipate cu piese speciale pentru finisarea terasamentelor și vibrarea betonului.

Mașina Dingler (fig. 4.47) execută căptușirea simultană pe întreg profilul, în timp ce mașina Rahco (fig. 4.48, 4.49) o execută numai pe un taluz, cu o banchetă de 0,5 m la partea superioară și o fâșie lată de 1 m pe fund.



**Fig. 4.47.** Impermeabilizarea canalului de aducțiune cu ajutorul mașinii Dingler (sistemul de irigații Carasu-Dobrogea, foto DIFGA).



**Fig. 4.48.** Betonarea și finisarea canalului de aducțiune cu mașina Rahco (Sistemul de irigații Călmățui-Olt, foto DIFGA)



**Fig. 4.49.** Detaliu privind betonarea canalului de aducțiune cu mașina Rahco (Sistemul de irigații Călmățui-Olt, foto DIFGA)

Îmbrăcămințile din dale de beton prefabricate pot fi folosite pentru canale de orice dimensiuni, cu condiția de a avea asigurată mâna de lucru. Grosimea căptușelilor monolit la canalele mijlocii și mari este de

10-14 cm, iar la cele mici, din interiorul unității agricole, de 8 cm, fără stratul-pat [14, 15]. În pământurile lutoase, la baza căptușelii se așterne un strat de 5 cm piatră spartă. Grosimea dalelor din beton armat prefabricat este de 8 cm, iar a celor pretensionate de 6 cm. Dalele se aștern pe un pat drenant din nisip grosier.

Tipurile de dale folosite în prezent în tehnica amenajărilor de irigații din țara noastră sunt indicate în tabelul 4.11.

**Tabelul 4.11.** Dimensiunile dalelor, marca betonului și a oțelului

Tipul dalelor	Dimensiuni (cm)	Marcă beto	Marcă ciment	Marcă oțel
Dale din beton simplu, prefabricate	50 x 50 x 6 40 x 25 x 6 40 x 30 x 6	B.200	P.400	—
Dale de beton armat prefabricate	200 x 300 x 8 100 x 200 x 7 100 x 150 x 7	B.200	P.400	OB.38

Rosturile sunt obturate, de obicei, cu mastic bituminos sau cu mortar de ciment. Experimentările întreprinse în Laboratorul de irigații și drenaje al Facultății de Hidrotehnică (Institutul Politehnic „Gh. Asachi” Iași), pe standul experimental (fig. 4.50) indică cele expuse în tabelul 4.12.

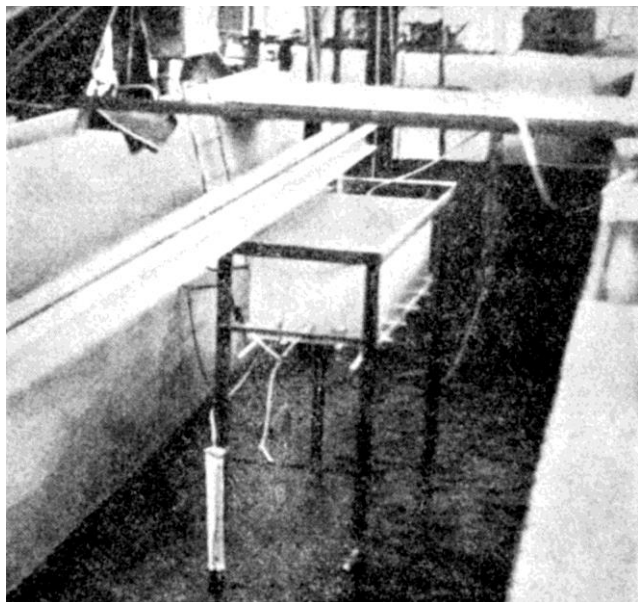


Fig. 4.50. Dispozitiv de măsurare a infiltrației la rost (realizat în Laboratorul de irigații și drenaje al Institutului politehnic „Gh. Asachi” – Iași (de ing. I. Cojocaru)

În Golodnaia Stepî (fosta Uniune Sovietică), impermeabilizările canalelor de aducțiune realizate din folii de P.E. folosesc pentru lestare dalele din beton armat de dimensiuni mari (circa 3 m<sup>2</sup>).

Pentru protejarea foliei, dala este sprijinită pe fâșii din carton asfaltat; în același scop, muncitorii-montatori poartă o încălțăminte de cauciuc.

Dacă rosturile sunt bine etanșate, pierderile de apă pot să coboare până la 0,03 m<sup>3</sup> pe m<sup>2</sup> în 24 ore.

**Tabelul 4.12.** Rezultatele experimentale privind pierderile de apă prin infiltrație la rostul din mortar de ciment (L = 34 cm; d = 2,5 cm) la diverse presiuni (Laboratorul de irigații-drenaje – I.P.I.)

Presiunea pe rost (m H <sub>2</sub> O)	Trepte de presiune				
	1,5	1,75	2,0	2,25	2,5
Pierderile la rost (l/24 h/ml)	0,0059	0,0068	0,0088	0,0188	0,065
Timpul după care s-a obținut stabilizarea (ore)	216	—	288	—	648

#### Îmbrăcămințile din membrane neîngropate.

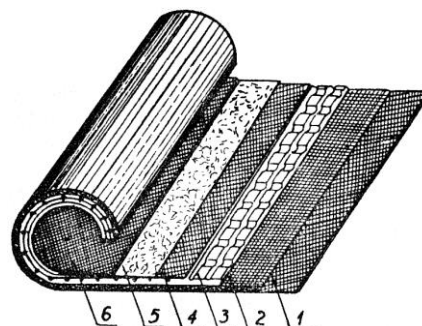
Tipul acesta de îmbrăcăminți constă din foi subțiri de bitum (fig. 4.51), materiale plastice (tab. 4.13) sau cauciuc sintetic. În general, ele diferă complet de îmbrăcămințile de tip rigid, în sensul că se deteriorează în

câțiva ani sub influența soarelui, a intemperiilor și a eroziunii.

Membranele (șapele) din bitum folosite în impermeabilizarea canalelor de irigații sunt, în prezent, de tipul unor covoare de bitum armate cu fibre de sticlă, cu lățime de 1 m și lungime de 7 m (tip ACCO, fig. 4.51).

Caracteristicile acestui material sunt [6]: greutatea pe m<sup>2</sup> = 10 kg; rezistența mecanică la tracțiune = 15-20 kg/cm bandă; temperatura minimă = -30°C și maximă = +70°C; etanșeitate foarte bună, cu o permeabilitate de 2,5·10<sup>-10</sup> m/s; presiunea hidrostatică = 10 kg/cm<sup>2</sup>; rugozitatea  $\gamma_{(Bazin)} = 0,25-0,30$ ; agenții chimici proveniți din fermentație sau putrefacție nu atacă șapa, fiind saturată în bitum [6].

Experiențele din cadrul Laboratorului de irigații și drenaje confirmă numai parțial caracteristicile de mai sus.



**Fig. 4.51.** Secțiune prin șapa „Acco” [6]: 1 – bitum; 2 – pânză de sticlă; 3 – aluminiu; 4 – bitum; 5 – țesătură de sticlă; 6 – bitum

Folosirea acestor îmbrăcăminți se limitează la cazuri speciale, cum ar fi îmbrăcămințile provizorii în caz de urgență, secțiunile de lungime mică sau, în cazurile în care prețul lor devine competitiv, datorită dificultăților de transport sau altor condiții particulare. Pierderile de apă prin astfel de îmbrăcăminți sunt foarte variabile, în funcție de străpungerea lor de vegetație, deteriorări mecanice și de îmbătrânire.

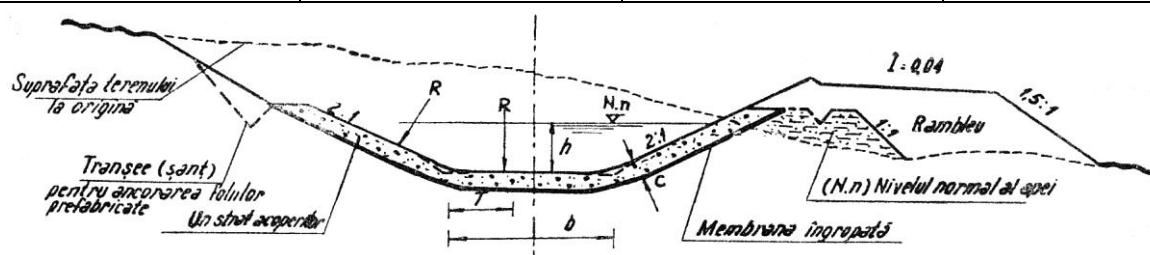
În acest cadru, cauciucul sintetic (1,44 mm grosime) este singurul material care ar permite stăvilirea permanentă a infiltrațiilor, în condiții de protecție convenabilă la deteriorări de origine materială. Costul foarte ridicat al acestui material nu permite însă folosirea sa pe scară largă.

**Îmbrăcămințile din membrane îngropate-acoperite.** Bitumul pulverizat pe loc, materialele asfaltice prefabricate, materialele plastice, cauciucul sintetic, argila și bentonita constituie mijloace de protecție eficace împotriva infiltrațiilor, cu o durată lungă de funcționare, dacă se îndeplinește condiția de a fi corect executate și bine acoperite – protejate.

Față de celelalte metode de impermeabilizare, membranele îngropate prezintă avantajul de a putea fi puse în operă în timpul sezonului rece sau umed.

**Tabelul 4.13.** Proprietățile caracteristice ale membranelor din polimeri, de folosire curentă [13]

Specificare	Policlorură de vinil PVC	Butyl CB	Polietilenă PE
Rezistența la tracțiune (valoarea minimă în medie)	120 kg/cm <sup>2</sup>	84 kg/cm <sup>2</sup>	126 kg/cm <sup>2</sup>
Rezistența limită la alungire (valoarea minimă în medie)	300%	300%	500%
Grosimi disponibile	0,20-0,85 mm	0,8-3,0 mm	0,15-0,5 mm
Lățimi disponibile	1,20-19 m	8,5-14 m	5-12 m
Metoda de stabilire a joantelor	căldură, solvent sau adeziv	adeziv	căldură, panglică de adeziv
Densitatea	1,25	1,25	0,93
Rezistența la expunerea la soare	mediocră	bună	mediocră
Grosimea minimă acceptată pentru folosințele curente	0,20 mm	0,36 mm	0,20 mm



Raportul  $b : h$ , în general 4:1

Taluzul 2:1 reprezintă un caz limită ; 3:1 corespunde valorii normale recomandate

**Fig. 4.52.** Secțiune transversală tip pentru instalarea unei îmbrăcămînți de membrană îngropată [13]

Canalul trebuie să fie săpat după o secțiune transversală satisfăcătoare, nu numai pentru a asigura secțiunea udată necesară, ci și pe aceea a materialului ce va acoperi membrana. Pentru un caz-tip de instalare a unei îmbrăcămînți de membrană îngropată, secțiunea transversală a canalului se prezintă ca în figura 4.52.

Se folosesc din ce în ce mai mult membranele prefabricate, constituite din diferite tipuri de materiale plastice sau cauciuc sintetic, pentru confecționarea îmbrăcămînților.

Materialele folosite frecvent sunt policlorura de vinil plastifiată (PVC), polietilena și cauciucul butil.

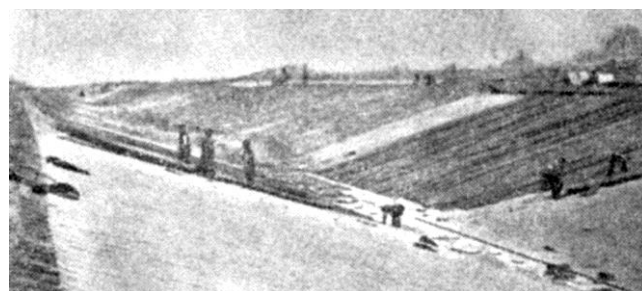
Starea actuală a materialelor care au fost puse în operă de 10, 15 ani sau mai mult, ca și rezultatele încercărilor, arată că dacă materialele au fost corect pregătite, durabilitatea îmbrăcămînților este destul de bună. Se dă [13] ca exemplu situația unei îmbrăcămînți din polietilenă îngropată, de 0,2 mm grosime, instalată în anul 1956 pe două tronsoane de canal, în Canada, la care determinările efectuate pentru evaluarea infiltrațiilor au arătat că după 9 sau 10 ani de funcționare a canalelor, îmbrăcămînțile erau la fel de eficiente (tab. 4.14).

**Tabelul 4.14.** Evaluarea infiltrațiilor

Pierderi prin infiltrație în (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /24 ore) [13]		
Perioada 1955-1956		Anul 1955
Tronson 1	0,0046	0,0040
Tronson 2	0,0049	0,0034

După o serie de experimentări în țara noastră asupra foliilor din material plastic (I.C.C.A. Brăila și șantierul Ostrovul Tătariei, 1983, Bechet-Corabia, 1986 etc.), în anul 1970 s-au aplicat primele căptușeli pe scară largă cu folii din PE neagră acoperite cu dale hexagonale (fig. 4.53).

Caracteristicile materialelor folosite sunt date în tabelele 4.15 și 4.16.

**Fig. 4.53.** Impermeabilizarea canalului de aducțiune  $C_1$  ( $Q = 47$  m<sup>3</sup>/s;  $b = 3$  m;  $m = 1/2$ ;  $H = 6,8$  m; lungimea taluz perezat = 15,3 m (sistemul de irigații Sadova-Corabia, foto autor)

**Îmbrăcămînțile din pământ.** Progresele înregistrate cu privire la mecanica pământurilor și la procedeele de terasament au permis dezvoltarea îmbrăcămînților din pământ în așa fel încât acestea au devenit foarte răspândite, nefiind depășite, în unele țări, decât de cele în beton.

**Tabelul 4.15.** Caracteristicile foliei de PE neagră experimentată (conform I.C.E.C.H.I.M.) [15] și [6']

Specificare	UM	Rezultate		Valori după [6']
Grosimea foliei	mm	0,2-0,3		Sterilizarea solului cu: Diuron 80% (soluție 34 kg/ha + 900 l apă/ha)
Greutatea unitară	kgf/m <sup>2</sup>	0,24		
Rezistența la tracțiune				
– longitudinală	kgf/cm <sup>2</sup>	141,8	125	
– transversală	kgf/cm <sup>2</sup>	141,0	110	Atrazin (5 g/m <sup>2</sup> )
Alungirea la rupere				Bastafon, Livopon – câte 2 g/m <sup>2</sup>
– longitudinală	kgf/cm <sup>2</sup>	510,0	200 (rezistență)	
– transversală	kgf/cm <sup>2</sup>	564,0	300 (rezistență)	– Lipirea foliilor cu adeziv:
Rezistența la sfâșiere				Istantstik (bandă de 5 cm);
– longitudinală	kgf/cm <sup>2</sup>	108,0	55 (rezistență)	Adeband, Adeplast, cu suprapunere la folii
– transversală	kgf/cm <sup>2</sup>	103,0	45 (rezistență)	de câte 30 cm

**Tabelul 4.16.** Materiale necesare confecționării dalelor pentru acoperirea foliilor din PE și dimensiunile acestora [15]

Materiale	Consum de materiale pentru			Dimensiunile dalelor
	o dală hexagonală kg/buc.	Consum efectiv pe m <sup>2</sup> dale	Consum efectiv la m <sup>3</sup> dale	
Ciment	5,62	22,5	450	Hexagonală „a” și „b” – 30 cm grosimea – 5 cm greutatea – 30 kg
Cenușă de furnal	3,75	15,0	300	
Nisip	24,63	58,50	1170	
Indici superiori pentru dale hexagonale	0,25 m <sup>2</sup> /buc.	4 buc/m <sup>2</sup>	80 buc/m <sup>2</sup>	Dale pătrate cu: 50 x 50 x 6 cm

Din această categorie de îmbrăcămînți fac parte: cele de pământ compactat, din pământ stabilizat și pus în operă, din amestecuri de argile, din soluri amestecate cu unii aditivi pentru stabilizare (produși chimici, asfalturi, derivații ale industriei petroliere).

*Îmbrăcămînțile groase din pământ compactat* constituie un mijloc puțin costisitor, dar eficace, de reducere a infiltrațiilor. Construcția lor se execută cu pământuri alese convenabil (ca distanță și natură), fundul canalului și taluzele fiind compactate în straturi orizontale succesive, care nu depășesc 15 cm grosime după compactare. Grosimea îmbrăcămînții, măsurată perpendicular pe taluz, poate să varieze de la 50 la 100 cm, în funcție de dimensiunile canalului, în timp ce pe fundul canalului este de 30 până la maximum 60 cm. Alegerea materialelor utilizabile pentru îmbrăcămînți groase din pământ compactat se face în funcție de proprietățile mecanice ale pământurilor (granulometrie, plasticitate, compactaj și permeabilitate). În cazul în care etanșarea se poate asigura cu grosimi de 15 până la 30 cm, îmbrăcămînțile pot fi de tip subțire, din pământ compactat. Îmbrăcămînțile din pământ subțire, necompactate, au o viață relativ scurtă și se aplică numai dacă criteriul reducerii cheltuielilor se ia în considerație, fără a se ține seama de rezolvarea tehnică a problemei; se poate realiza din pământuri argiloase, convenabil alese și prezintă execuții simple, cu o amenajare destul de redusă a materialului de fundație.

#### 4.4.4. ASPECTE TEHNICO-ECONOMICE PRIVIND ALEGEREA ÎMBRĂCĂMINȚILOR

Față de gama largă de tipuri de îmbrăcămînți, îmbogățite continuu de tehnica modernă, alegerea unui anumit tip de material pentru impermeabilizarea canalelor devine o problemă complexă, pentru a cărei rezolvare trebuie analizați următorii factori: proprietățile solurilor, topografia terenului, apele subterane, utilizarea terenului sistemelor de irigații, exploatarea și întreținerea canalelor, etanșeitatea și durabilitatea îmbrăcămînților, posibilitatea de a dispune de materiale pentru construcție, de mână de lucru și de utilaje mecanizate, costul și aspectele financiare. În ceea ce privește ultimul factor, este evidentă necesitatea comparării costului îmbrăcămînții cu beneficiile pe care le va aduce.

Costurile trebuie să fie calculate pe o bază anuală, pentru a reflecta elementele legate de perioada de funcționare (durata de serviciu) și cheltuielile de exploatare curentă a diferitelor îmbrăcămînți. De exemplu, la origine, o îmbrăcăminte din beton de asfalt poate să coste jumătate față de una din beton propriu-zis, dar ea va dura de două ori mai puțin și va necesita mai multă întreținere, deci va costa, în final, mai scump (anual) decât cea din urmă.

Pentru a calcula și compara prețurile și profitu-

rile anuale trebuie să se cunoască următoarele elemente: capacitatea necesară a canalului; caracteristicile solului în care se execută canalul; viteza admisibilă în canalul neîmbrăcat; viteza admisibilă în canalul căptușit; înălțimea de apă maximă; panta taluzului necăptușit; panta taluzului căptușit; natura îmbrăcăminții și grosimea sa; lățimea rambleului la partea superioară; înălțimea de gardă; pierderile prin infiltrație la canalul neîmbrăcat; pierderile prin infiltrație la canalul căptușit; coeficientul de rugozitate la canalul neîmbrăcat; coeficientul de rugozitate la canalul îmbrăcat; panta longitudinală utilizabilă; costul săpăturii și al umpluturii; costul îmbrăcăminții; costul anual de întreținere: canal neîmbrăcat; costul anual de întreținere: canal îmbrăcat; costul unui metru cub de apă; durata de viață a îmbrăcăminții; amortismentul investițiilor de impermeabilizare.

Datele enumerate trebuie să permită în final calculul unui *indice de eficiență al impermeabilizării*,

Calculul tehnico-economic al canalelor de irigație impermeabilizate este destul de complex și permite diferite soluționări. De exemplu, N. A. Kostakov consideră [16] că cheltuielile anuale datorate îmbrăcăminților (cu includerea amortismentelor) nu trebuie să fie mai mari decât costul anual al apei economisite prin intermediul acestora. După acest autor, este suficient să se respecte relația:

$$c \leq 86,4 \frac{Q \cdot \sigma \cdot A \cdot t}{P \cdot r} \text{ (lei/m}^2\text{)} \quad (63)$$

în care:

$c$  este costul admisibil al îmbrăcăminții la 1 m<sup>2</sup> suprafață de canal;

$Q$  – debitul canalului în m<sup>3</sup>/s;

$\sigma$  – apa economisită datorită îmbrăcăminții (pe 1 km de canal, în procente);

$A$  – costul unui m<sup>3</sup> de apă;

$t$  – numărul zilelor de funcționare a canalului în timpul anului;

$P$  – perimetrul căptușit (îmbrăcat);

$r$  – rata de amortizare a investiției cheltuielilor de impermeabilizare.

A. Bandini propune [17] un calcul economic mai complet, analizând diferite situații în ceea ce privește volumul de terasament. Luând în considerație cheltuielile pentru un canal îmbrăcat și neîmbrăcat, el stabilește diferite relații de calcul; de exemplu, pentru un teren orizontal, când secțiunea canalului este în întregime în debleu, se stabilește relația:

$$k_l \leq \frac{H}{p_l} \left[ \frac{aL}{(1-s)mL_l} - mka_l \right] \quad (64)$$

în care:

$$k_l = \frac{C_l}{C_a + C_p + C_n}$$

unde:

$C_l = C'_l \cdot u \cdot r$  este costul îmbrăcăminții pe unitatea de suprafață ( $C'_l$ ) x costul mărit, considerând dobânda la investiție ( $u$ ) x coeficientul pentru calculul ratei de amortizare ( $r$ ),  $C_a = c'_a \cdot u \cdot r$ ; ( $c'_a$ ) – costul unitar al săpăturii,  $C_p = c'_p \cdot u \cdot r$ ; ( $c'_p$ ) – costul pentru protejarea zonei pe unitatea de volum la canalul necăptușit,  $C_n$  – costul anual al întreținerii canalului neîmbrăcat pe unitatea de volum;

$H$  – înălțimea totală a canalului;

$p_l$  – perimetrul căptușit al canalului;

$$a = \frac{\omega^2}{h^2} = \left( \frac{\text{secțiunea transversală a canalului necăptușit}}{\text{adâncimea apei în canalul necăptușit}} \right)^2$$

$L$  – lungimea canalului;

$S$  – coeficientul de pierderi prin infiltrații;

$$m = \frac{h_l}{h} = \frac{\text{adâncimea apei în canalul căptușit}}{\text{adâncimea apei în canalul necăptușit}}$$

$$k = \frac{C_{al} + C_{pl} + C_{nl}}{C_a + C_p + C_n} = \text{raportul între cheltuielile}$$

respective pentru canalul îmbrăcat și neîmbrăcat;

$$a_l = \frac{\omega_l^2}{h_l^2}$$

$\omega_l$  – secțiunea transversală a canalului căptușit;

$h_l$  – adâncimea apei în canalul căptușit.

Se observă că nici formula lui Bandini nu ia în considerație parametrii caracteristici calculului unui indice de eficiență economică pentru diferite tipuri de căptușeli.

Acești parametri constau în: economia costului pompării, realizată din reducerea energiei consumate în cazul impermeabilizării canalului; economia de amortisment obținută la stația de pompare; economia de amortisment a investițiilor în terasament; amortismentul investiției de impermeabilizare.

*Observații.*

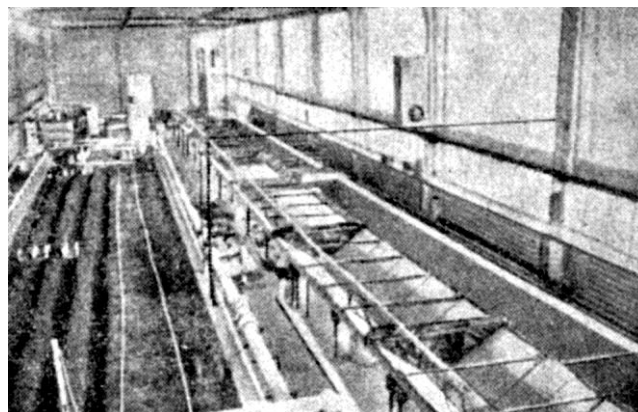
Problema impermeabilizării canalelor de irigații fiind atât de controversată (tehnic și economic), diverse centre de cercetări sunt preocupate de acest domeniu în țară, ca și pe glob. În această acțiune este angrenată și Catedra de Hidraulică și hidroameliorații (colectiv: Blidaru Ecaterina, St. Godeanu, I. Cojocar, D. Loghin, M. Luca) din Institutul Politehnic „Gh. Asachi” Iași, care studiază natura materialelor și comportarea în timp, pe un stand format din 8 tronsoane a câte 5 m (canal cu taluze rabatabile) (fig. 4.54).

Studiul se întreprinde în regim static, tabel 4.17 (faza I, pe tronsoane cu impermeabilizări diferite) și în regim dinamic (faza a II-a, pe întregul canal) (tab. 4.17).



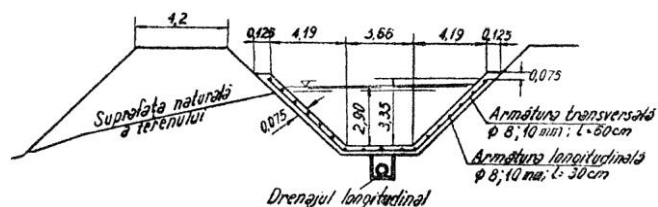
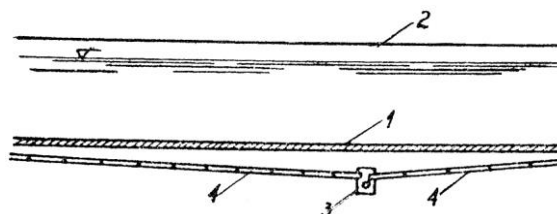
**Tabelul 4.17.** Tabel centralizator privind infiltrația

Regim static		
Materialul antifiltrant experimentat	Debitul unitar infiltrat $q_s$ ( $m^3/s \cdot km$ )	Infiltrația statică $I_s$ (cm/zi)
Folie de polietilenă nouă peste argilă deformată	—	—
Folie de polietilenă perforată lestată cu dale de beton peste sol argilos	0,0521342	281,49
Folie de polietilenă deteriorată (îmbătrănită) peste sol argilos, lestată cu dale de beton	0,01320465	71,28
Dale cu rosturi de ciment	0,000008891	0,048
Dale cu rosturi de bitum	0,000428472	2,31
Dale cu rosturi de ciment, $S = 65,66 N/m^3$	0,000000925	0,00975
Dale cu rosturi de bitum, $S = 9,81 N/m^3$	0,000074652	0,403
Dale cu rosturi de bitum, $S = 19,62 N/m^3$	0,000017361	0,093
Dale cu rosturi de bitum, $S = 65,66 N/m^3$	0,000009953	0,0524
Țesătură din fibre de sticlă bitumată peste argilă finisată	0,000001157	0,0007
Țesătură din fibre de sticlă bitumată pe loess deformat, $S = 65,66 N/m^3$	0,00000289	0,015
Țesătură din fibre de sticlă bitumată peste folie lestată	0,000003125	0,0157
Țesătură din fibre de sticlă bitumată peste folie lestată, $S = 65,66 N/m^3$	0,000004699	0,025
Țesătură din fibre de sticlă bitumată peste folie lestată, $S = 19,62 N/m^3$	0,00001042	0,057
Țesătură din fibre de sticlă bitumată peste argilă finisată, $S = 65,66 N/m^3$	0,00002256	0,121
Țesătură din fibre de sticlă bitumată peste loess finisat $S = 19,62 N/m^3$	0,00002256	0,121
Țesătură din fibre de sticlă bitumată peste loess finisat, $S = 0 N/m^3$	0,00002604	0,1350
Țesătură din fibre de sticlă bitumată peste argilă finisată, $S = 19,62 N/m^3$	0,00005208	0,282
Țesătură din fibre de sticlă bitumată pe loess finisat, $S = 65,66 N/m^3$	0,00010418	0,570
Dale de beton cu rosturi din ciment, $H = 0,35 m$	0,000364	—
Dale peliculizate la rosturi cu Romflexil 404H (2 straturi), $H = 0,35 m$	0,000000833	437
Dale peliculizate la rosturi cu Romflexil (4 straturi), $H = 0,40 m$	0	—
Dale peliculizate la rosturi cu Hidrobet (2 straturi), $H = 0,35 m$	0,0000188	19
Dale peliculizate pe toată suprafața cu Hidrobet	0	—
Dale din beton la rosturi (1,5 cm) cu Romtix 85	0,0000280	13

**Fig. 4.54.** Standul experimental al Laboratorului de irigații și drenaje pentru studiul măsurilor de impermeabilizare a canalelor de irigații

## 4.5. DRENAREA FUNDAȚIEI CANALELOR DE IRIGAȚIE

În cazul când sunt de temut subpresiuni care ar putea deplasa căptușeala de beton, se face drenarea fundației canalului înainte de execuția căptușelii (fig. 4.55). Această drenare se execută prin așezarea unor tuburi de ciment sau argilă arsă cu diametrul de 10-20 cm, la o oarecare adâncime sub fundul canalului, peste care se așterne un strat de beton slab, de 10 cm. La canalele mai largi se așează două-trei linii de drenuri pe toată lungimea canalului, în sectorul cu subpresiune.

**Fig. 4.55.** Drenarea unui canal de irigație**Fig. 4.56.** Secțiunea longitudinală printr-un canal betonat și drenat: 1 – fundul canalului; 2 – cota digului; 3 – drenuri transversale; 4 – drenuri longitudinale

Liniile de drenuri pot avea pante diferite pe tronsoane de câte 100-300 m (fig. 4.56), pentru a se putea evacua o lungime dublă, de 200-600 m, într-un colector transversal și de acolo într-un cămin de drenaj (fig. 4.57).



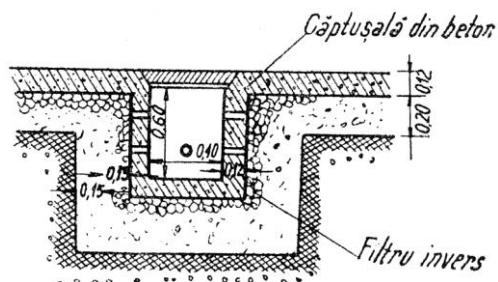


Fig. 4.57. Cămin de drenaj

Evacuarea apelor de drenaj se face automat în canalul de irigație, în cazul când nivelul apei din el este inferior nivelului apei din sol (când se descarcă canalele pentru reparații sau alte considerente tehnice și de exploatare), ceea ce dă naștere subpresiunii. În caz contrar, vanele rămân închise, datorită presiunii exercitate de apa canalului.

În figura 4.58 este arătat un sistem de drenaj al fundației canalului de irigație Marna – Saône, ale cărui șiruri de drenuri se varsă cu ajutorul unor conducte transversale în niște mici puțuri verticale, închise cu vane care se deschid dinăuntru în afară, sub presiunea apei din sol.

În cazul când, cu tot drenajul, subpresiunea este mare, betonul de protecție va trebui armat (fig. 4.59).

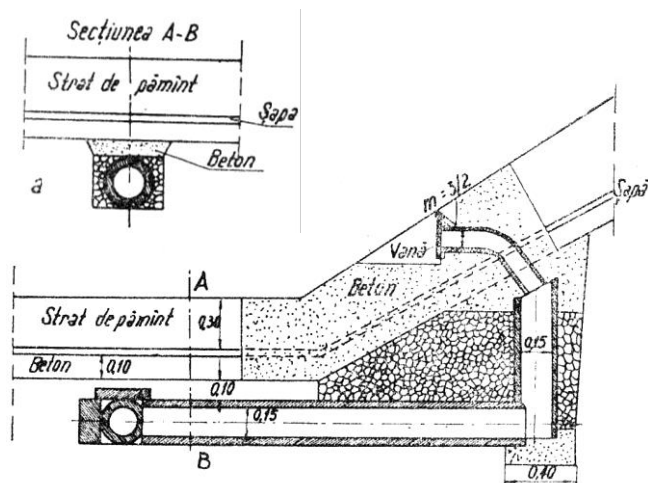


Fig. 4.58. Secțiune prin fundația canalului Marna – Saône:  
a – secțiune transversală prin fundația canalului Marna – Saône – detaliu

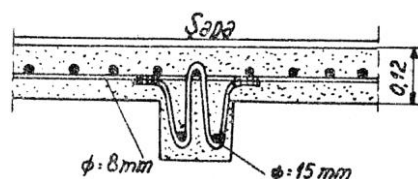


Fig. 4.59. Armătura căptușelii de beton

În marile sisteme de irigații din lume, canalele magistrale, ca și toate derivațiile protejate prin impermeabilizări, au fundațiile drenate. În figura 4.60 se văd variante de impermeabilizare și drenare la Canalul Provence ( $Q = 40 \text{ m}^3/\text{s}$ ) – Franța. Lipsa acestor măsuri (drenaj) poate duce la degradarea canalelor prin subpresiuni, când se evacuează, sau apa din ele coboară sub nivelul apelor freatice.

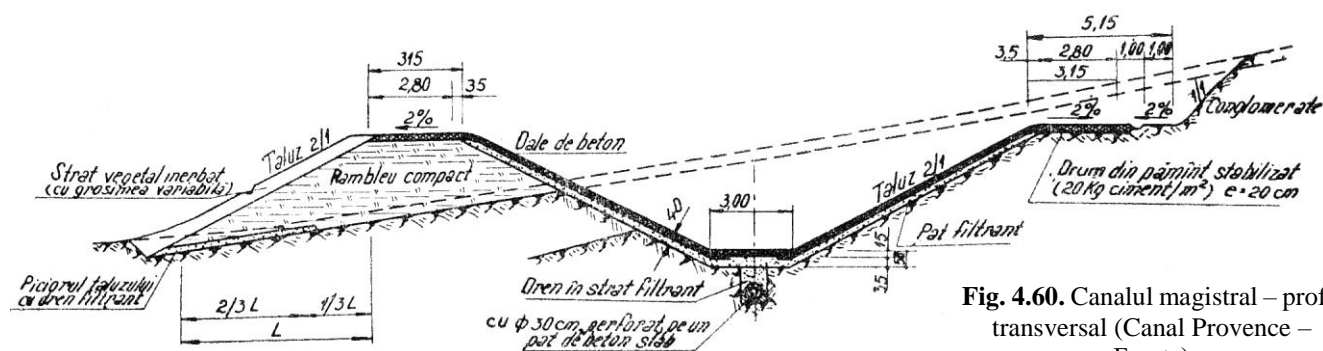
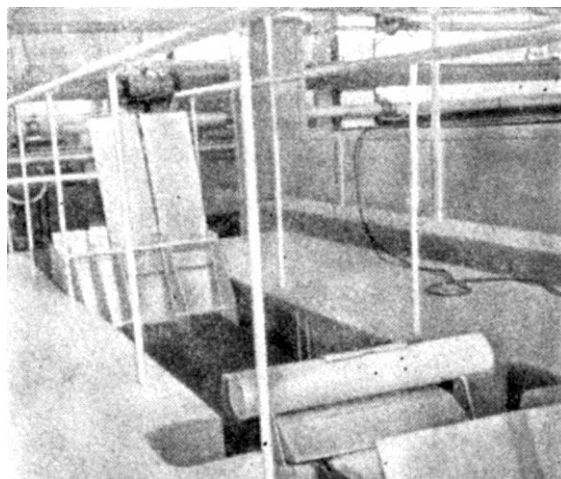


Fig. 4.60. Canalul magistral – profil transversal (Canal Provence – Franța)

Ansamblul pentru studiul reglărilor  
automate pe canalul de derivație al  
Laboratorului de irigații și drenaje, Iași



## Capitolul 5

# AUTOMATIZAREA REȚELELOR DE CANALE: ADUCȚIUNI ȘI DERIVAȚII. REGLĂRI ȘI COMENZI

## 5.1. UTILITATEA TEHNICĂ ȘI ECONOMICĂ A AUTOMATIZĂRII SISTEMELOR DE IRIGAȚII

Problema irigației automate constă în a aduce și distribui apa necesară la beneficiari, pe diversele parcele sau sectoare irigabile, în funcție de cerințe. Aceste cerințe variază în timp atât de la an la an, cât și după natura culturilor, iar în cursul aceluiași an după etapele de dezvoltare și creștere a plantelor și condițiile agrometeorologice (în limita debitului proiectat).

*Repartiția și reglarea debitului de apă în orice moment, în fiecare canal și la fiecare priză, fără exces sau deficit, conform cerințelor, constituie fondul automatizării în rețelele de irigații.*

Cerințele de apă, variabile în timp, se satisfac tehnic și economic fie după un „program de udare” stabilit în prealabil, fie la „cerere” sau „mixt”.

O asemenea distribuție impune echiparea sistemului de irigații (de la sursa de apă și până la parcelele irigabile) cu construcții, instalații, dispozitive, mecanisme și utilaje automate – hidro- și tele-mecanice. Acestea trebuie să fie: perfecționate, durabile, sigure în exploatare și cu productivitatea ridicată.

Sistemul de irigații, cu toate instalațiile de care dispune pentru aducțiunea și distribuția apei, trebuie să aibă funcționarea subordonată consumatorilor – beneficiarilor.

Automatizarea complexă a sistemului de irigații permite următoarele:

- conducerea debitelor necesare în fiecare mo-

ment, în orice punct al rețelei;

- măsurarea riguroasă a debitelor, cu înregistrările necesare taxării corecte a consumatorilor;
- evitarea pierderilor de apă sau altor pagube în caz de avarii sau greșeli în exploatare (sau reducerea la minim a pierderilor de apă);
- folosirea rațională a resurselor de apă din sistem sau sursă;
- folosirea la maximum a capacității normale de transport a rețelei de canale și în scop de înmagazinare;
- evitarea reglărilor individuale în punctele izolate sau concentrate de distribuție;
- mărirea siguranței funcționării construcțiilor și instalațiilor din rețea;
- micșorarea personalului de exploatare;
- economia de apă, față de sistemele clasice cu reglări individuale, cu 15-20%.

Automatizarea în sistemele de irigații se referă la cele trei grupe de acțiune: aducțiunea și distribuția apei, măsurarea – evidența, colectarea – evacuarea.

Caracterul limitat al resurselor de apă (comparativ cu cerințele<sup>1</sup> în continuă creștere, pentru fiecare sector economic) conduce la necesitatea maximului de exigență în distribuția apei [1]. De aceea, automatizarea devine inevitabilă, cu toate cheltuielile ridicate

<sup>1</sup> În țara noastră sarcinile de plan în domeniul gospodăririi apelor arată că în anul 1975 cerințele au fost de circa 20 miliarde m<sup>3</sup> apă, din care 10 miliarde m<sup>3</sup> valorificate prin irigații. În 1985, din 40 miliarde m<sup>3</sup>, vor fi folosiți în irigații peste 16 miliarde m<sup>3</sup> pe an.

pentru echiparea cu instalații și dispozitive de reglare (pentru debite și niveluri), care ajung la 1,5-3% din lucrările de construcții-montaj (după proiecte S.U.A.). În plus, automatizarea permite înlocuirea funcțiilor umane [2] de efort, observație, control, precizie și memorie în exploatare, cu funcțiile unor organe tehnice, automate, pe baza unui program stabilit în prealabil sau comandat prin avertizoare.

După natura sistemelor de irigații, procedeele de distribuție a apei se diferențiază astfel:

La nivelul rețelei hidrotehnice de aducțiune și distribuție:

- pentru rețelele deschise – canale cu nivel liber;
- pentru rețelele închise – conducte sub presiune.

La nivelul parcelelor de irigat:

- cu distribuția apei prin programare;
- cu distribuția apei la cerere și prin avertizare.

Procedeele de calcul, tehnica și aparatura creată (și în curs de dezvoltare impetuoasă) sunt proprii diferitelor scopuri, care urmăresc separat sau în complex: reglarea debitelor, reglarea nivelurilor (în rețelele deschise) și a presiunilor (în cele închise – sub presiune), asigurarea funcționării rețelelor – la „cerere” sau prin „programare”.

Automatizarea poate fi de tip hidraulic, electric sau mixt, referindu-se la debite și nivele, separat sau combinat.

## 5.2. AUTOMATIZAREA PE BIEFURILE REȚELEI DE CANALE

Pentru sistemele de irigații deschise, problemele de automatizare se referă la: *reglarea debitelor, reglarea nivelurilor și funcționarea rețelelor*<sup>1</sup>.

### 5.2.1. REGLAREA DEBITELOR ȘI TEHNICA REGLĂRII

#### 5.2.1.1. Necesitatea controlului debitelor

La baza realizării (proiectării și executării) oricărui sistem de irigație se găsește un *plan de irigare asigurator* (circa 80%), compus din *planuri – programe de udare*. Prin acestea se urmărește atât aducerea apei la beneficiar și la fiecare parcelă, cât și distribuția apei, în volume bine definite și variabile în timp.

Eficacitatea udării ia în considerație cerințele de ordin practic (adică să satisfacă nevoile culturilor) în limite economice. În programul de udare, fiecare deri-

vație – ca și întregul sistem – sunt concepute a funcționa în scopul satisfacerii acestor cerințe (prin „programare” sau la „cerere”).

**Cerințe și disponibilități de apă.** Volumul de apă necesar a se furniza fiecărei parcele variază de la an la an după natura culturii și, în cursul aceluiași an, după stadiul dezvoltării (culturii) și condițiile meteorologice.

Prin irigații se aduce apa necesară completării sau acoperirii deficitului (diferența între cerințele și veniturile naturale de apă), iar prin distribuție se urmărește livrarea acesteia în conformitate cu „cerințele”. Această dificilă problemă s-a rezolvat pentru cazul disponibilului (abundenței) de apă în sursă, prin tehnica reglării automate a debitelor și a nivelurilor, cunoscută sub numele de „comandă din aval”.

Pentru a se preveni epuizarea rapidă a surselor de apă, prin procedeul cu „comandă din aval”, sunt necesare măsuri riguroase în ambele direcții: 1. evidența fidelă a nevoilor de apă a culturilor (indicat automat) și 2. perfecționarea echipamentului rețelei de distribuție, care să permită realizarea exactă și rapidă a livrării apei la „cerere” (sau după „program” în zonele climatice fără variații).

**Capacitatea canalelor.** Reglarea debitelor, cu economisirea maximă a apei în rețeaua de canale, conduce spre secțiuni mari ale canalelor, permițând reținerea apei în acestea (având deci și rol de acumulare pentru compensare în reglare), fără pierderi în afară – *Soluția I*.

Atunci când considerațiile financiare conduc la limitarea secțiunii canalelor se impune echiparea acestora cu descărcări laterale (sifoane, deversoare, canale de evacuare), prin care unele tranșe de apă sunt evacuate în afară – *Soluția II* (cu pierderi de apă în afară).

Calculul economic comparativ al celor două soluții evidențiază:

– în soluția I: canalele au secțiuni foarte mari, deci foarte costisitoare, a căror capacitate nu va fi utilizată decât ocazional, dar fără pierderi de apă;

– în soluția II: canalele au secțiuni mai reduse, mai ieftine, cu instalații laterale de descărcare – de siguranță, dar cu pierderi de apă.

În ambele cazuri, canalele trebuie să fie impermeabilizate. Natura impermeabilizării și procesul tehnologic se stabilesc printr-un studiu tehnico-economic.

**Economia apei.** Sursele de apă folosite de sistemul de irigație, fiind de cele mai multe ori insuficiente, se impune o riguroasă evidență și limitare a pierderilor de apă.

În acest scop, „programul de funcționare – distribuție în sistem” se va respecta riguros. Ca o măsură de reducere a pierderilor de apă se poate evidenția – în cazul reglărilor clasice „prin amonte”, când se întrerupe de exemplu distribuția apei în timpul nopții – soluția

<sup>1</sup> Problemele tratate în acest capitol au la bază, în primul rând, materialele bibliografice ale firmei Neyrpic, și ale Congresului internațional al 8-lea de irigații și drenaje din Bulgaria (1972).

întreruperii alimentării din centrul de priză (capul rețelei) cu câțva timp ( $\tau$ ) înainte de a avea loc închiderea în aval (la derivații) de către personalul de exploatare de pe rețea. Cu toată rigurozitatea stabilirii timpului  $\tau$ , în rețea vor interveni dificultăți de exploatare, datorate pe de o parte pierderilor de apă, rămasă în rețea, iar pe de altă parte timpului necesar reluării procesului de udare, de la redeschiderea centrului de priză și până la sosirea apei la derivații.

**Măsurarea apei.** Evidența exactă a apei în orice secțiune de derivație reprezintă una din condițiile de reglare a debitelor – cu triplă implicație:

- pentru asigurarea distribuției în conformitate cu planurile de udare programate (în cazul programării);
- pentru asigurarea distribuției în conformitate cu capacitățile de transport ale secțiunii canalelor și ale instalațiilor de reglare;
- pentru stabilirea corectă a consumurilor, fără posibilități de fraudă sau de contestație (din partea beneficiarilor).

În acest scop, fiecare derivație (sau priză a oricărui canal) trebuie să fie echipată cu instalații – dispozitive adecvate, cu reglare precisă de debit și eventual de măsurare exactă (a debitului); desigur, depinde și de ordinul canalului.

### 5.2.1.2. Aparat pentru distribuția debitelor

Distribuția – repartizarea debitelor comportă două categorii de aspecte:

1. preluarea de către o priză – derivație a unui debit determinat, pentru alimentarea unui canal de ordin inferior;

2. împărțirea unui debit determinat între două (sau mai multe) derivații – canale de ordin inferior.

Pentru ambele categorii de acțiuni, un loc de frunte ocupă dispozitivele (aparatele) tip NEYRPI: *modulul cu mască* pentru prima acțiune și *împărțitorul – partitorul proporțional*, pentru a doua acțiune.

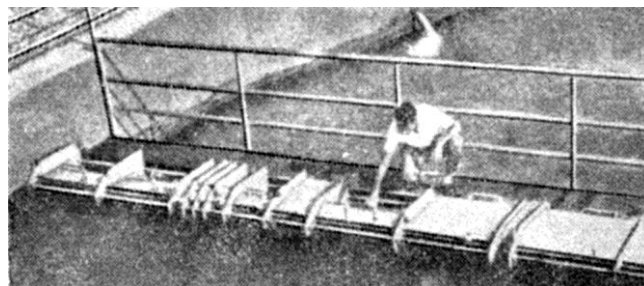
Principiile constructiv-funcționale ale ambelor acțiuni și grupe de aparate au la bază utilizarea fenomenului hidraulic cunoscut sub denumirea de *salt hidraulic*.

Detalii asupra caracteristicilor mișcării permanente brusc variate, respectiv asupra aspectelor ce interesează aici (saltul hidraulic), vor fi date după prezentarea caracteristicilor modulului cu mască și înaintea descrierii partitorului proporțional (am adoptat această intercalare în prezentare pentru a avea elemente practice suficiente, prin descrierea modulului cu mască și deci pentru a trezi interesul cititorului în aprofundarea și fructificarea bazei teoretico-științifice hidraulice a soluțiilor tehnico-aplicative).

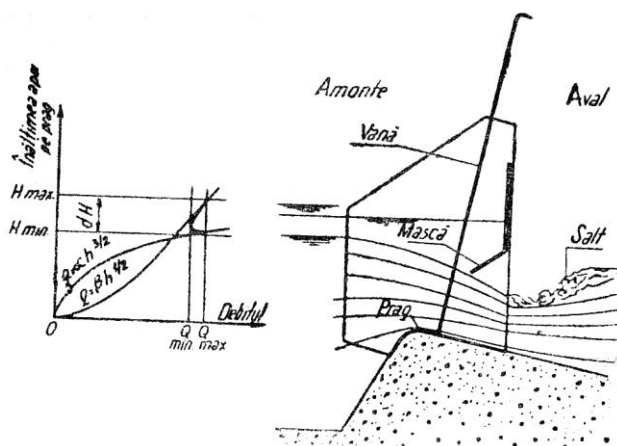
**Modulul cu mască** (fig. 5.1) [4]. Este un aparat de priză pentru rețele deschise cu scurgere liberă.

*Prezentare generală – schemă de principiu.* Modulele cu mască sunt amplasate în partea frontală a canalelor de derivație și permit derivarea de debite cvasiconstante, reglabile după cerințe. Reglarea debitelor se face prin deschiderea sau închiderea completă a vanelor care au lățimi diferite, eșalonate după principiul cutiilor de greutate. Vanele odată fixate, deci aparatul reglat, debitul se menține constant (cvasiconstant), chiar dacă nivelul apei prezintă oscilații în amonte și aval de aparat.

Constanța (cvasiconstanța) debitului, realizată prin acest aparat, este obținută prin mijloace statice: asocierea dintre un prag cu profil special și o mască fixă, plasată la o înălțime determinată deasupra pragului, puțin în spatele crestei deversorului (pragului) (fig. 5.2.), cu rolul de a reduce efectul ridicării nivelului apei din amonte asupra debitului.



**Fig. 5.1.** Bateria de module cu mască  $L_1$  3000 l/s în curs de manevrare (1 element de 800 l/s, 1 element de 1400 l/s, 1 element de 800 l/s) – alimentarea Canalului Peyrolles-Bouches de Rhône [4]



**Fig. 5.2.** Variația debitului unui modul cu mască, în funcție de înălțimea apei deasupra pragului

Atâta timp cât nivelul apei se găsește sub muchia inferioară a măștii, modulul funcționează ca un deversor, debitul urmând legea:

$$Q = \alpha \cdot h^{\frac{3}{2}} \quad (1)$$

Nivelul de apă crescând, atinge muchia măștii, scurgerea se face sub sarcină, cu un coeficient de debit diminuat brusc și cu o vână prezentând o contracție.

Sarcina pe creasta pragului crescând mai departe, contracția tinde să se accentueze, iar diminuarea secțiunii nefiind compensată în întregime de către mărirea vitezei de scurgere, debitul suferă o ușoară scădere, după care reîncepe să crească, urmând legea orificiilor:

$$Q = \beta \cdot h^{\frac{1}{2}} \quad (2)$$

Coeficientul  $\beta$  are tendința să descrească la creșterea înălțimii apei.

Pentru o gamă de niveluri (ale apei) relativ mare în fața aparatului (amonte, în canalul de aducțiune din care pornește derivația), debitul ce trece prin aparat (modul) variază în limite foarte reduse (rămânând cvasiconstant, circa de 5-10%, după cerințe), datorită scăderii (debitului) la începutul funcționării ca orificiu.

În figura 5.3, *a*, *b* se indică amplitudinile nivelurilor admisibile, pentru debite variind între  $\pm 5\%$  -  $\pm 10\%$  față de valoarea sa nominală. Rolul, poziția și funcționalitatea celei de a doua măști sunt:

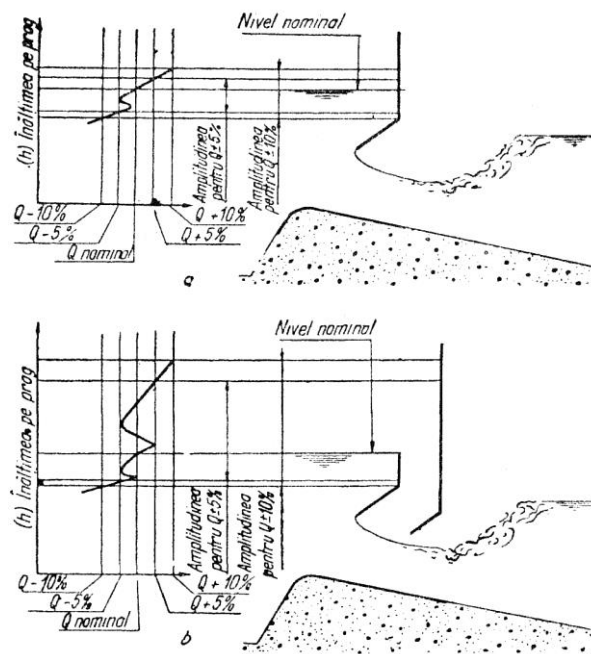
- de a permite sporirea amplitudinii nivelului de apă în fața aparatului (pentru o variație de debit de  $\pm 5\%$  față de valoarea sa nominală, amplitudinea admisibilă este sporită la modulul cu două măști, în raport cu primul tip – modul cu o mască – cu 190%, în timp ce pentru variația de debit de  $\pm 10\%$ , amplitudinea este sporită cu 150%) (v. figura 5.3, *b* comparativ cu 5.3, *a*);

- cea de a doua mască, situată aval de prima și beneficiind de contracția vânei de apă, produsă de prima mască, se amplasează mai aproape de prag, reducând secțiunea orificiului (v. figura 5.3, *b*);

- la creșterea nivelului în amonte de aparat, când prima mască este înecată, cu tendință de a influența scurgerea și deci de a crește debitul brusc, intră în funcțiune a doua mască, cu efect de o nouă frânare, de scădere bruscă a debitului.

Partea inferioară a primei măști nu este paralelă cu pragul, ci prezintă o ușoară înclinare, care permite o mai bună compensare a efectelor.

Debitul deversat nu este supus nici variațiilor de nivel din aval, întrucât panta aval de prag este realizată (în baza experimentărilor de laborator) în așa fel încât provoacă o scurgere rapidă (torențială), care constituie unul din elementele pentru realizarea saltului hidraulic. Formarea saltului permite recuperarea energiei potențiale a lamei de apă, iar pierderea de sarcină prezentată de aparat este mică. Valoarea minimă a acestor pierderi (tab. 5.1.), variabilă cu tipul de modul, corespunde pentru cazul în care saltul urcă și se apropie de mască.

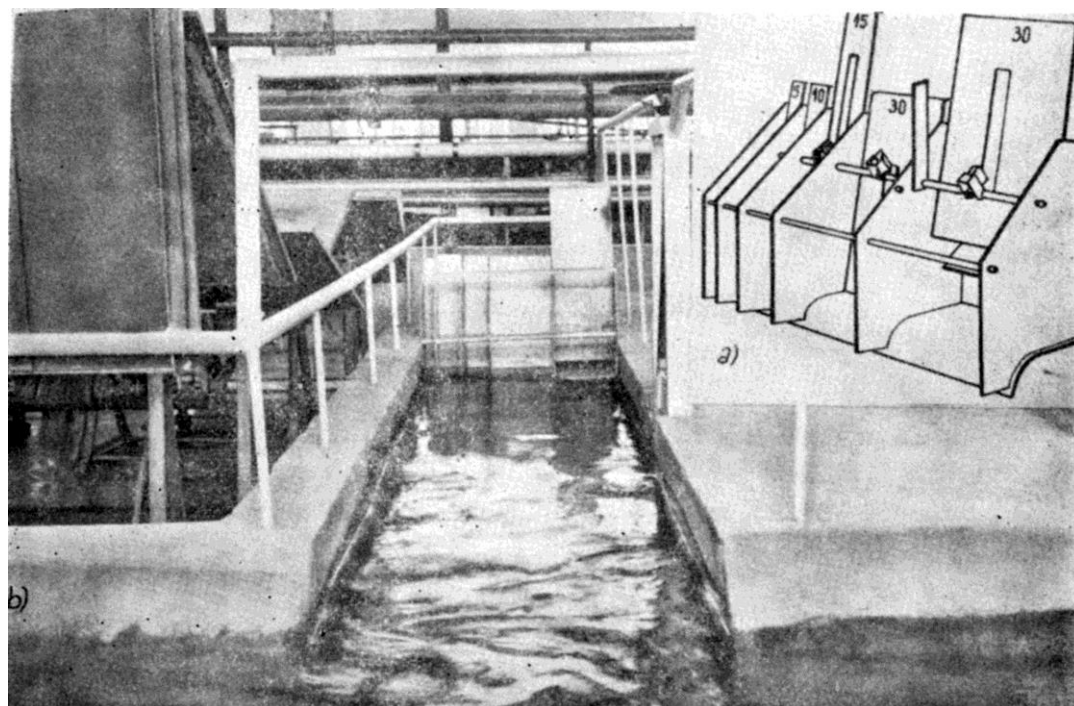


**Fig. 5.3.** Schema de principiu și curba de funcționare a modulului cu: *a* – o mască; *b* – două măști

Pentru variații de nivel (amonte) de 5-24 cm, în funcție de tipul de aparat, reglajul se menține destul de exact, cu aproximație de 5%, ceea ce este suficient.

**Tabelul 5.1.** Caracteristici hidraulice, pierderi de sarcină și toleranțe la diverse tipuri de module (cote în cm)

Tipul		Debit pe uni- tatea de lățime a pragului	$H_{\min}$ $Q - 10\%$	$H_{\min}$ $Q - 5\%$	$H_{nom}$ $Q$	$H_{\max}$ $Q + 5\%$	$H_{\max}$ $Q + 10\%$	$dH$ $Q \pm 10\%$	$dH$ $Q \pm 5\%$	$J_{\min}$ pt. $H_{nom}$	$J_{\min}$ pt. $H_{\min}$	$P_{\min}^*$
Cu o mască	X <sub>1</sub>	10 l/s/dm	13	13,5	17	18,5	20	7	5	6,5	5	16
	XX <sub>1</sub>	20 l/s/dm	20	21,5	27	29,5	31	11	8	10,5	8	25
	L <sub>1</sub>	50 l/s/dm	37	39,5	50	54,5	58	21	15	19	15	47
	C <sub>1</sub>	100 l/s/dm	59	82,5	79	86	92	33	23,5	30	24	75
	(CC <sub>1</sub> )	200 l/s/dm	94	100	126	137	142	52	37	48	38	118.
	Q <sub>1</sub> l/s/dm	Q l/s/dm	2,75	2,91	3,68	4,00	4,27	1,52	1,09	1,41	1,10	3,45
Cu două măști	X <sub>2</sub>	10 l/s/dm	13	13,5	17,5	28	31	18	14,5	6,5	5	17;.
	XX <sub>2</sub>	20 l/s/dm	20	21	28	44	48	28	23	11	8	26
	L <sub>2</sub>	50 l/s/dm	37	39	51	82	89	52	43	20	15	49
	C <sub>2</sub>	100 l/s/dm	59	62	81	130	142	83	68	31	24	77 V
	(CC <sub>2</sub> )	200 l/s/dm	94	99	129	206	225	131	107	50	38	122
	Q <sub>2</sub> l/s/dm	Q l/s/dm	2,75	2,88	3,77	6,02	6,58	3,83	3,14	1,45	1,10	3,57



**Fig. 5.4.** Modul cu mască tip  $X_1 90^x$ , deschis pentru 45 l/s: a) schița; b) modul instalat pe un canal de derivație al Laboratorului de irigații și drenaje – Institutul politehnic „Gh. Asachi”; x – 90 debitul nominal

În tab. 5.1:  $P$  – este adâncimea la care se găsește radierul amonte sub prag (adică  $a = H_{nom}$  din figura 5.8).

Raportul: amplitudinea admisibilă / pierderea de sarcină, care este de:

- 0,99 pentru modulul cu o mască la  $Q \pm 5\%$
- 1,38 pentru modulul cu o mască la  $Q \pm 10\%$
- 2,85 pentru modulul cu două măști la  $Q \pm 5\%$
- 3,48 pentru modulul cu două măști la  $Q \pm 10\%$

Firma Neyrpic (Franța) construiește aceste module în 4 tipuri, caracterizate prin debitul nominal (l/s) trecând pe unitatea de lățime (dm):

- Seria X : 10 l/s/dm
- Seria XX : 20 l/s/dm
- Seria L : 50 l/s/dm
- Seria C : 100 l/s/dm

Indicele 1 sau 2 (de exemplu  $X_1$ ,  $XX_2$ ,  $L_1$ ) arată numărul de măști (1 sau 2) ale aparatului.

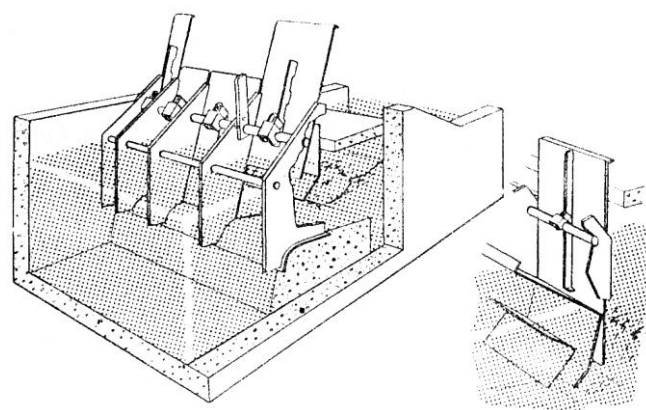
Debitul este fracționabil:

- prin treapta de 5 l/s, la seria X, care corespunde vanetelor de 5; 10; 15 și 30 l/s;
- prin treapta de 10 l/s, la seria XX, care corespunde vanetelor de 10; 20; 30; 60 și 90 l/s;
- prin treapta de 50 l/s, la seria L, care corespunde vanetelor de 50; 100; 200 și 400 l/s;
- prin treapta de 100 l/s, la seria C, care corespunde vanetelor de 100; 200; 400; 600 și 1 000 l/s.

În figura 5.4 se vede un modul seria  $X_1$  (cu o mască pentru 90 l/s) deschis pentru trecerea unui debit de 45 l/s.

*Caracteristici constructiv-funcționale.* Aceste caracteristici sunt următoarele:

a) Pentru fracționarea debitului orice modul este format din mai multe treceri, cu vanete de dimensiuni diferite; modul de amplasare al elementelor componente și forma se văd în figura 5.5.



**Fig. 5.5.** Modul cu mască tip  $XX_1 90$

b) Pentru uniformitate, vanetele (stavilele) de dimensiuni mici se amplasează întotdeauna în partea stângă a malului canalului.

c) Vanetele sunt în mod normal complet închise sau complet deschise și menținute în această poziție printr-o serie de zăvoare rigidizate la axul mono-blocului, care permit închiderea (încuierea) atunci când combinația (de vanete deschise) corespunde debitului cerut (prestabilit). Acest dispozitiv face din modulul cu mască un instrument de control eficient, care nu poate fi schimbat (închis sau deschis) după bunul plac al beneficiarilor. Acest aparat este reglat de agentul hidraulic, după „program” sau la „cerere”.

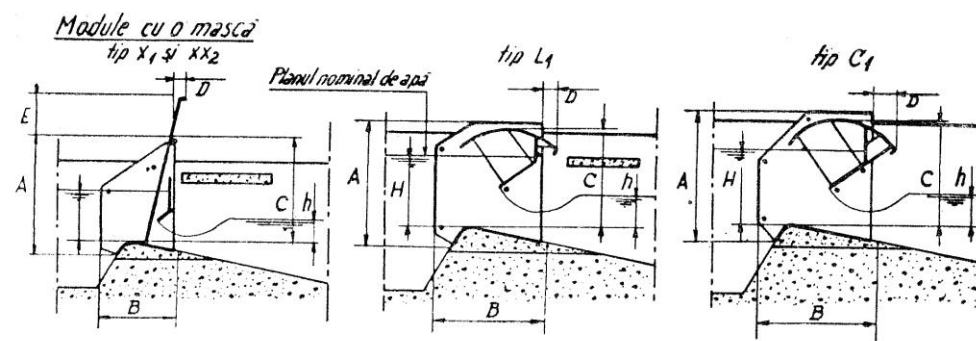


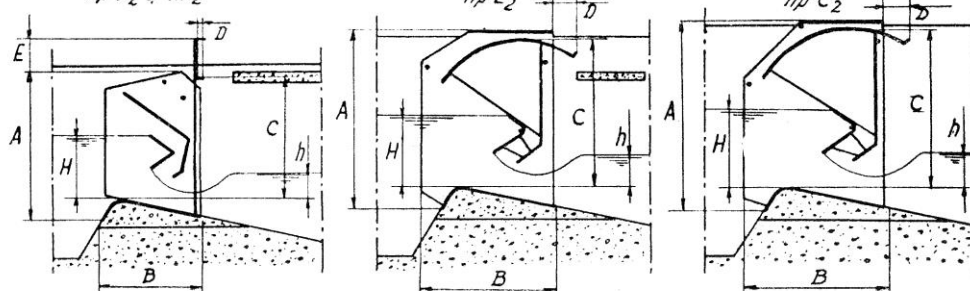
Fig. 5.6. Modulele cu mască, forme și dimensiuni normalizate

Cotele în cm

Module	A	B	C	D	E	Lungimea ulmă a pragului pentru 100 l/s	H nom.	h (2)	Înălțimea de retenție max. vanetă închisă
X <sub>1</sub>	40	26	35	2	14	100	17	8 (10.5)	32
XX <sub>1</sub>	65	38	58	4	22	50	27	12 (16.5)	51
L <sub>1</sub>	88	77	72	16		20	50	22 (31)	68
C <sub>1</sub>	144	122	116	25		40	79	35 (49)	109

Module cu două măști

tip X<sub>2</sub> și XX<sub>2</sub>



Cotele în cm

Module	A	B	C	D	E	Lungimea ulmă a pragului pentru 100 l/s	H nom.	h (2)	Înălțimea de retenție max. vanetă închisă
X <sub>2</sub>	47	27	36	2	8	100	17.5	8 (11)	35
XX <sub>2</sub>	66	43	54	2	15	50	28	12 (17)	51
L <sub>2</sub>	133	97	110	20		20	51	22 (31)	95
C <sub>2</sub>	205	152	180	28		40	81	35 (50)	147

Cifrele dintre paranteze pot fi adoptate dacă nivelul amonte nu coboară niciodată sub planul de apă nominal.

Debitul nefiind dependent de variația nivelurilor amonte – în limitele precizate pentru fiecare aparat – determinarea volumului de apă derivat (scurs prin modul) se face printr-o simplă evidență a timpului de funcționare, cu modulul deschis într-o anumită combinație a vanetelor (v. figura 5.4). Personalul de exploatare, ca și beneficiarii, familiarizați cu aceste aparate automate de derivație și reglare, pot cu ușurință stabili și controla volumul de apă furnizat.

d) Modulul cu mască este monobloc (cu  $l < 300$  cm) construit din tablă și profile de oțel asamblate prin sudură (v. fig. 5.5). Protecția contra coroziunii este asigurată prin zincare (la cald), urmată de aplicarea unui strat de vopsea neutră.

e) Pentru manevrarea vanetelor, aparatele au pasarele amplasate aval de prag, cu lățimea de 50 cm

(modulele C sunt livrate cu pasarele metalice).

Modulele mici (cu  $l < m$ ) nu se prevăd cu pasarele.

f) Vanetele aparatelor mai mici (seria X și XX) sunt plane și glisează în canale de ghidaj frezate în pereții de separație. La aparatele mai mari (serie L și C), cu sarcini mai mari (ale apei) asupra vanelor, acestea au forma de sector, în scopul reducerii eforturilor de manevrare; manevrarea se face prin rotire în afara axei lor (fig. 5.6, în care sunt indicate și dimensiunile normalizate).

g) Pentru modulele seria L<sub>1</sub> și L<sub>2</sub>, elementele monobloc au o lățime (lungimea la creastă a pragului) sub 3 m; debitul maxim al unui element monobloc este de 1450 l/s (tab. 5.2).

Între două elemente monobloc alăturate se pre-

vede o pilă din beton de 20 cm (v. fig. 5.7).

h) Pentru modulele seria C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub>, elementele monobloc au de asemenea o lăţime sub 3 m, cu un debit maxim (pe monobloc) de 2900 l/s (tab. 5.2) şi cu o pilă din beton de 30 cm (lăţime) între două elemente monobloc alăturate.

În tabelul 5.2 sunt date condiţiile (combinaţiile) normalizate pentru realizarea anumitor debite nominale, pentru diversele tipuri de module, precum şi limitele de olosire ale lor, cu fracţionările (de debit) indicate.

**Tabelul 5.2.** Debite nominale pentru module cu mască, în limita unui monobloc (1 < 300 cm) [4]

Debit (l/s) nominal	Numărul (combinaţii) de vanete cu debitele:				Deschiderea (l) între pereţii extremi (lăţimea monoblocului)	
	5 l/s	10 l/s	15 l/s	30 l/s	1 (cm)	
Modulele X <sub>1</sub> şi X <sub>2</sub>					1 (cm)	
30	1	1	1	–	32	
60	1	1	1	1	63	
90	1	1	1	2	94	
120	1	1	1	3	125	
150	1	1	1	4	156	
Modulele XX <sub>1</sub> şi XX <sub>2</sub>	10 l/s	20 l/s	30 l/s	60	90 l/s	1 (cm)
30	1	1	–	–	–	16
60	1	1	1	–	–	32
90	1	1	2	–	–	48
120	1	1	1	1	–	63
150	1	1	2	1	–	79
180	1	1	1	2	–	94
210	1	1	1	1	1	109
240	1	1	1	3	–	125
300	1	1	1	â	2	155
360	1	1	1	2	2	186
420	1	1	1	3	2	217
480	1	1	1	1	4	247
Modulele L <sub>1</sub> şi L <sub>2</sub>	50 l/s	100 l/s	200 l/s	400 l/s	1 (cm)	
500	2	2	1	–	104	
550	1	1	2	–	113	
600	2	1	2	–	124	
650	1	2	2	–	134	
700	2	2	2	–	145	
750	1	1	1	1	153	
800	2	1	1	1	164	
850	1	2	1	1	174	
900	2	2	1	1	185	
950	1	1	2	1	194	
1000	2	1	2	1	205	

1050	1	2	2	1	215
1100	2	2	2	1	226
1150	1	1	1	2	234
1200	2	1	1	2	245
1250	1	2	1	2	255
1300	2	2	1	2	266
1350	1	1	2	2	275
1400	2	1	2	2	286
1450	1	2	2	2	296

Observaţii:

Peste debitul de 1450 l/s care conduce la un monobloc de 296 cm (deci aproape 3 m) acesta (monoblocul) se combină cu unul sau mai multe complemente din lista de mai jos.

Debitul (l/s) nominal	Numărul de vanete de 400 l/s	1 (cm)
400	1	80
800	2	161
1200	3	242

Modulele C <sub>1</sub> şi C <sub>2</sub>	Numărul şi debitul vanetelor					
Debitul (l/s) nominal	100 l/s	200 l/s	400 l/s	600 l/s	1 000 l/s	1 (cns)
1000	2	2	1	–	–	105
1100	1	1	2	–	–	114
1200	2	1	2	–	–	125
1300	1	1	1	1	–	134
1400	2	1	1	1	–	145
1500	1	2	1	1	–	155
1600	2	2	1	1	–	166
1700	1	1	2	1	–	175
1800	2	1	2	1	–	186
1900	1	1	1	2	–	195
2000	2	1	1	2	–	206
2100	1	2	–	1	1	215
2200	2	1	2	–	1	226
2300	1	1	1	1	1	235
2400	2	1	1	1	1	246
2500	1	2	1	1	1	256
2600	2	2	1	1	1	268
2700	1	1	2	1	1	276
2800	2	1	2	1	1	288
2900	1	1	1	2	1	296

Observaţii:

Peste debitul de 2900 l/s se combină (monoblocul) cu unul sau mai multe complemente din lista de mai jos.

Debitul nominal l/s	Numărul de vanete de 1000 l/s	1 (cm)
1000	1	100
2000	2	202
3000	3	303



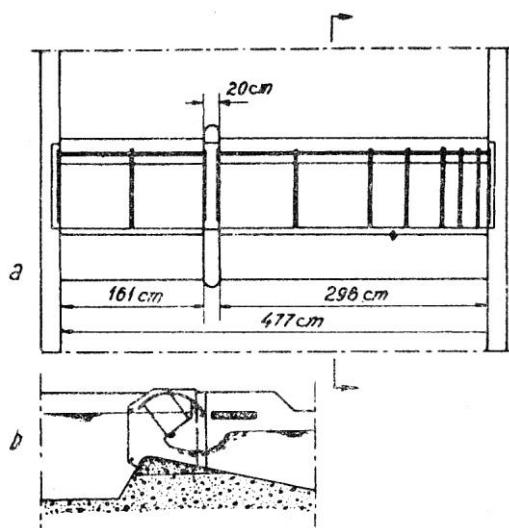


Fig. 5.7. Exemplu de montare a unei baterii de module tip  $L_1$  2250: a – plan; b – secțiune

Folosind un exemplu Neyrpic: pentru un debit de 2250 l/s, în cazul modulului  $L_3$ , se poate adopta o baterie formată dintr-un monobloc  $L_1$  de 1450 l/s, cu o deschidere totală de 296 cm (formată din o vanetă de 50 l/s, două vanete de 100 l/s, două vanete de 200 l/s, două vanete de 400 l/s) și un complement de 800 l/s, cu o deschidere totală de 161 cm (formată din două vanete de 400 l/s). Monoblocul și complementul sunt separate printr-o pilă din beton, groasă de 20 cm și cu o rază de curbă (ogiva amonte) egală cu de două ori grosimea pilei ( $R = 2 \times 20$ ) (fig. 5.7).

i) Modulele cu debite reduse (tip X și XX) se adoptă pentru derivații (prize) mai mici (de exemplu, pe canalele din interiorul unităților agricole: c.d.g.s; c.d.s.), în timp ce tipurile L și C echipează derivațiile (prizele) importante (de exemplu, C.D.D.G., C.P.I., cu debite mai mari de 500 l/s).

În aceeași baterie de module nu se recomandă tipuri de module structural diferite (de exemplu X și C), din cauza greutății în tipizarea elementelor, precum și din cauza complicațiilor în exploatare.

j) Caracteristicile generale constructive ale diverselor tipuri de module cu una și două măști, cu relațiile de cote ale nivelurilor de apă (calajul în înălțime al aparatului), se pot vedea, ca exemplu, în figura 5.8.

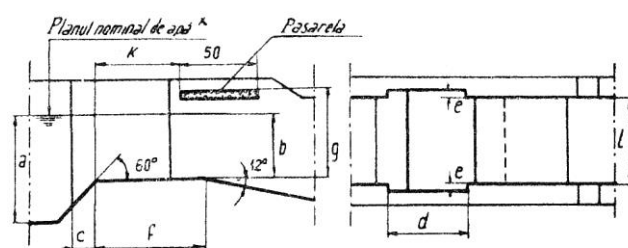
k) Variațiile debitelor, în funcție de nivelurile amonte (de aparat), se pot urmări pe curbele din figura 5.9, a, b, pentru modulele cu una (a) și două (b) măști (curbele se citesc în paralel cu valorile din tabelul 5.2, pentru modulul ales).

Aceste curbe, elaborate de firma constructoare, permit calarea aparatului în înălțime, adică fixarea cotei absolute a nivelului nominal în funcție de variațiile nivelurilor în fața derivației (prizei), echipată cu modulul cu mască.

Analizând exemplul dat de firma constructoare

(Neyrpic), în care se arată că pentru un debit de 2000 l/s printr-un canal ce prezintă (la priză) variații de nivel de 28 cm (58,08-57,80), adoptându-se un modul tip  $C_1$  (care se încadrează ca lățime, 2 m, v. tabelul din figura 5.6, ca și pierderi de sarcină, 24 cm, sub nivelul amonte minim, v. tabelul 5.1) și folosind graficul din figura 5.9, a, rezultă că pentru amplitudinea de 28 cm, planul nominal de apă al acestui aparat ( $Q$ ) trebuie fixat cu 10 cm sub nivelul amonte maxim, deci la cota 57,98.

În această condiție (la cota planului nominal de 57,98 m, pentru tipul  $C_1$ ), debitul de apă va prezenta cele mai reduse variații.



Module	a min	b	c	d	e	f	g	k
$X_1$	33	25	9	34	5	45	35	25
$XX_1$	52	37	10	46	5	57	47	36
$L_1$	97	68	16	94	10	103	68	85
$C_1$	134	105	25	140	15	146		
$X_2$	35	26	3	36	5	48	49	40
$XX_2$	54	40	4	54	5	68	70	60
$L_2$	100	75	20	115	10	135	105	100
$C_2$	158	120	25	170	15	240		

Fig. 5.8. Caracteristicile constructive și de calare în înălțime pentru diversele tipuri de modul cu mască (cotele în cm;  $^x$  Planul de apă normal este calat în raport cu nivelul real al apei în canalul de aducțiune în intervalul de variație al nivelului amonte, conform indicațiilor din 5.1)

Caracteristicile constructiv-funcționale ale modulelor permit asigurarea irigației unei suprafețe mari de teren, aval de modul, prin faptul că nivelul apei nu înregistrează reduceri simțitoare la ieșirea din aparat, față de nivelul amonte.

Panta pragului – aval de modul – (v. fig. 5.8), antrenând stabilirea unui salt hidraulic perfect, conduce la creșterea bruscă a energiei potențiale la ieșirea din salt.

În țara noastră, primele aparate de reglare pe canalele de derivație, de tipul modulelor cu mască, s-au instalat la sistemul de irigații Jegălia – Călărași (fig. 5.10); aparatele sunt importate din Franța. Institutul de studii și cercetări pentru îmbunătățiri funciare București a experimentat un aparat tip modul cu o mască, cu caracteristicile din tabelul fig. 5.11.

**Fundamentarea hidraulico-funcțională a aparatelor de distribuție a debitelor.** Din prezentările constructiv-funcționale ale modulului cu mască se

rețin pentru analiza fenomenelor hidraulice următoarele:

- pentru o gamă largă de niveluri, amonte de aparat, debitul ce trece prin el trebuie să-și mențină o valoare constantă sau cvasiconstantă;
- debitul ce trece prin aparat nu trebuie să fie supus (influențat) variațiilor nivelului aval;

- pierderea de sarcină prezentată în aparat (modul) trebuie să fie mică, pentru ca nivelul de apă în aval să fie destul de ridicat pentru asigurarea cotei de dominație asupra terenurilor irigabile limitrofe;

- recuperarea energiei potențiale a vânei de apă ieșită din salt trebuie făcută imediat, în apropierea picio-  
rului aval al construcției (pragului);

- siguranța în exploatare – reglarea precisă și eventual măsurarea exactă a debitului – fără posibilități de intervenție, fraudă sau contestare din partea celor interesați;

- necesitatea disipării energiei (totale și cinetice) la scurgerea peste prag;

- pentru un debit și o secțiune dată, adâncimea critică este impusă, de exemplu, dacă  $h_1$  este fix, adâncimea conjugată  $h_2$  va fi unică și aflată prin relațiile (14) și (15).

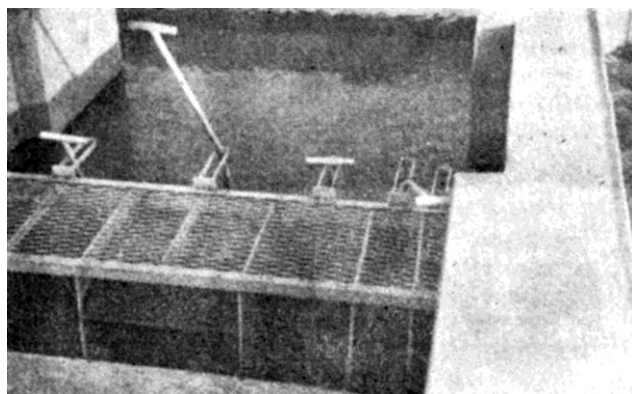
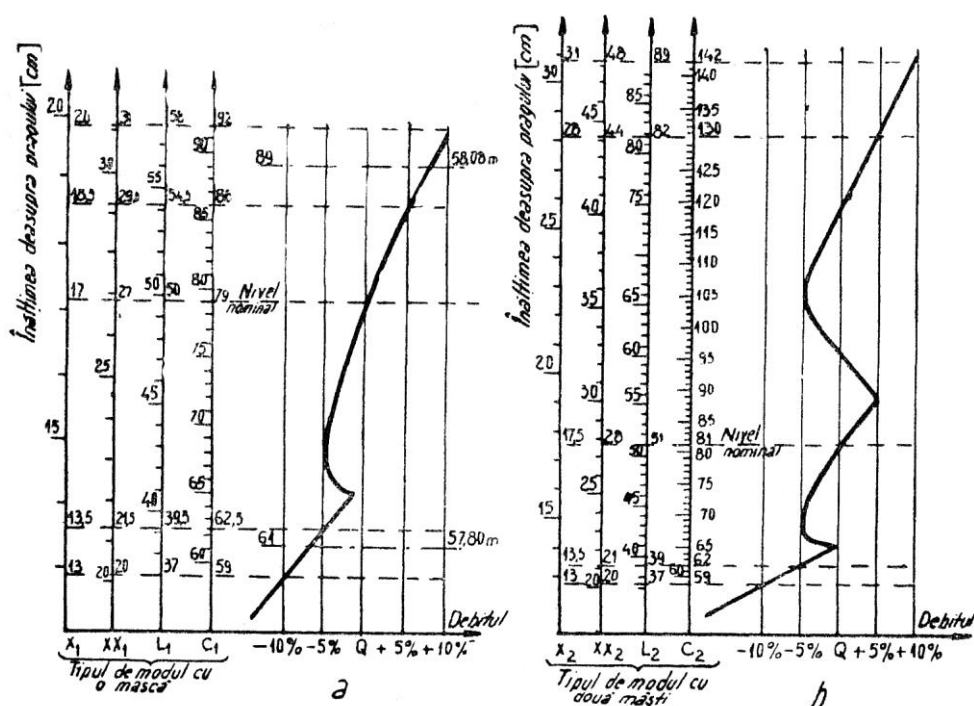


Fig. 5.10. Canalul de aducțiune Jegălia echipat cu module cu mască

Condițiile expuse sunt satisfăcute prin valorificarea cu multă atenție, a caracteristicilor hidraulice, ale „scurgerii cu suprafață liberă în regim permanent variat, cu mișcare brusc variată” prin *salt hidraulic*,



*Notă: dacă un modul cu o mască convine pentru o variație de niveluri dată, înlocuirea în locul său a unui modul cu două măști nu va conduce la o precizie superioară.*

Fig. 5.9. Curbele de funcționare ale modulelor: a – cu o mască; b – cu două măști (exemple de calaj)

aplicând una din cele două teoreme fundamentale ale hidraulicii (teorema lui Euler).

Rezultă din cele de mai sus:

1) Necesitatea realizării saltului în instalație; saltul nu poate exista decât dacă o scurgere rapidă (torențială) este obligată să devină lentă (fluvială).

2) Saltul perfect asigură realizarea cerințelor de funcționare corectă a aparatelor de distribuție a debitelor.

a) Noțiunile de bază – teoretice – în teoria saltului [5]. În cadrul acestor noțiuni se includ teorema lui Euler, numărul lui Froude și energia specifică.

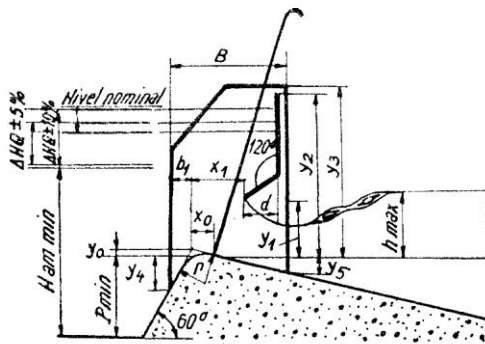
**Teorema Euler** (teorema impulsului). Se presupune că pe un tronson de canal cuprins între două secțiuni ( $S_1$ ) și ( $S_2$ ), regimul este permanent și brusc variat, iar în secțiunile ( $S_1$ ), ( $S_2$ ), care sunt suficient de depărtate de zona perturbată, regimul este uniform sau gradual variat (fig. 5.12).

Aplicându-se teorema Euler masei lichide cuprinsă între secțiunile  $S_1$  și  $S_2$ :

$$\frac{\gamma}{g} Q \beta_2 \bar{U}_2 - \frac{\gamma}{g} Q \beta_1 \bar{U}_1 = F \quad (3)$$

în care:  $\bar{U}_1$  și  $\bar{U}_2$  sunt vitezele medii în secțiunile ( $S_1$ ) și ( $S_2$ );

$\beta_1$  și  $\beta_2$  – coeficienții care țin seama de inegalitatea repartitiei a vitezelor în secțiunile ( $S_1$ ) și ( $S_2$ );



Caracteristici geometrice și hidraulice ale modulelor cu mască. (mm)

$M_1$	debit specific (l/s/dm)	$b_1$	$x_0$	$x_1$	$d$	$b_2$	$B$	$y_0$	$y_1$	$y_2$	$y_3$	$y_4$	$y_5$	$p$	$p_{min}$
$X_1$	10	70	25	130	50	10	260	6	67	340	390	121	41	50	180
$XX_1$	20	86	40	205	79	10	380	10	105	480	530	149	63	79	280
$XXX_1$	30	115	53	270	105	10	500	13	140	600	650	200	82	105	380
$L_1$	50	233	74	380	147	10	770	19	195	860	960	405	115	147	530
$C_1$	100	380	116	600	230	10	1220	29	308	1270	1370	660	179	230	840

Fig. 5.11. Modulul cu mască – I.S.C.I.F. – schema funcțională și dimensiuni

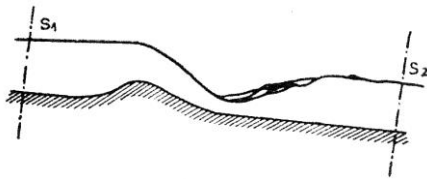


Fig. 5.12. Tronson de studiu

$\bar{F}$  – rezultanta tuturor forțelor exterioare aplicate, masei lichide cuprinsă între ( $S_1$ ) și ( $S_2$ ); aceste forțe sunt: greutatea masei de lichid (din tronsonul  $S_1 - S_2$ ), presiunile totale ( $P_1$  și  $P_2$ ) pe secțiunile ( $S_1$ ) și ( $S_2$ ), reacțiile pereților și fundului canalului între aceste secțiuni ( $S_1, S_2$ ), rezistențele aerului pe suprafața liberă (neglijabile);  $g$  – accelerația gravitațională;  $\gamma$  – greutatea volumetrică a apei;  $Q$  – debitul.

Proiectând ecuația (3) pe axa longitudinală a canalului (teorema Euler este în general aplicată în proiecție pe o axă) – canalul este considerat orizontal pe distanțe relativ scurte (între  $S_1$  și  $S_2$ ) – și aproximând  $\beta_1 = \beta_2 = 1$ , se obține:

$$\frac{\gamma}{g} Q(U_2 - U_1) = f$$

în care:

$f$  reprezintă presiunile totale  $P_1$  și  $P_2$ , pe secțiunile ( $S_1$ ) și ( $S_2$ ).

Notând suma componentelor tangențiale, ale reacțiilor pereților și fundului canalului cu  $R'$ , relația devine:

$$\frac{\gamma}{g} Q(U_2 - U_1) = P_1 - P_2 + R'$$

în care:

$$\frac{\gamma}{g} QU \text{ reprezintă cantitatea de mișcare a masei}$$

lichide scurse în unitatea de timp; notată cu  $M$ ;

$$M = \frac{\gamma}{g} QU, \text{ respectiv:}$$

$$M_1 = \frac{\gamma}{g} QU_1$$

$$M_2 = \frac{\gamma}{g} QU_2$$

Urmează:  $M_2 - M_1 = P_1 - P_2 + R'$  sau

$$R' = (M_2 + P_2) - (M_1 + P_1)$$

$R'$  fiind egal și opus proiecției  $R''$  a acțiunii lichidului pe pereții și fundul canalului, rezultă:

$$R'' = (M_1 + P_1) - (M_2 + P_2)$$

Notând:  $F = \frac{M + P}{\gamma}$ , funcția  $F$  astfel definită se

numește *Impulsul total* al curentului.

Dacă se notează, în cazul unui canal cu pantă neglijabilă, cu:  $Q$  – debitul,  $U$  – viteza medie,  $\Omega$  – secțiunea muiată,  $a$  – adâncimea centrului de greutate al secțiunii, se obține succesiv:

$$M = \frac{\gamma}{g} QU = \frac{\gamma}{g} \frac{Q^2}{\Omega}$$

$$P = \gamma a \Omega$$

$$F = \frac{Q^2}{g \Omega} + a \Omega \quad (5)$$

Ecuația dimensiunilor lui  $F$  arată că are mărimea unui volum.

Rezultă:

$$R'' = \gamma(F_1 - F_2) \quad (6)$$

Produsul greutatei specifice a lichidului ( $\gamma$ ) cu diferența impulsului total al curentului ( $F_1 - F_2$ ), între cele două secțiuni ( $S_1$ ) și ( $S_2$ ), este egală cu împingerea exercitată de masa lichidă cuprinsă între cele două secțiuni pe pereții și fundul canalului.

Dacă se neglijează frecările (pereților și fundului canalului) între secțiunile ( $S_1$ ) și ( $S_2$ ), adică  $R' = R'' = 0$  și  $F = \text{constant}$ , rezultă:

$$\frac{Q^2}{g \Omega_1} + a_1 \Omega_1 = \frac{Q^2}{g \Omega_2} + a_2 \Omega_2 \quad (7)$$

În cazul particular al unui canal cu secțiune rectangulară de lățime  $l$ , introducându-se în calcul debitul

unitar (pe unitatea de lățime)  $q = \frac{Q}{l}$ , pentru adâncimile  $h_1$  și  $h_2$ , se obține în final:

$$\frac{q^2}{gh_1} + \frac{h_1^2}{2} = \frac{q^2}{gh_2} + \frac{h_2^2}{2} \quad (8)$$

ceea ce exprimă faptul că impulsul unitar (pe unitatea de lățime a canalului) rămâne constant între două secțiuni ( $S_1$ ) și ( $S_2$ ):

$$\frac{F}{l} = \frac{q^2}{gh} + \frac{h^2}{2} = \text{constant.}$$

Relațiile (7) și (8) se extind la cazul unui canal cu pantă foarte mică, în măsura în care proiecțiile (pe axul longitudinal al canalului) greutatei și reacțiilor pereților și fundului sunt neglijabile, față de celelalte proiecții, îndeosebi presiunile.

Aceste relații (7) și (8) sunt reținute pentru studiul *saltului hidraulic*.

Ecuția diferențială a mișcării permanente gradual variate – pentru albiile prismatice:

$$\frac{dh}{dl} = \frac{I - \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} \left( 1 - \frac{\alpha C^2 R}{g \omega} \frac{\partial \omega}{\partial l} \right)}{1 - \frac{\alpha Q^2 B}{g \omega^3}} \quad (9)$$

permite analizarea formelor pe care le ia suprafața liberă a lichidului pentru cazul când:

$$\frac{dh}{dl} = 0; \quad \frac{dh}{dl} > 0; \quad \frac{dh}{dl} < 0$$

Pentru  $h = h_c$ , numărul lui Froude:

$$\left( \frac{\alpha Q^2 B}{g \omega} = \frac{\alpha U^2}{gh_m} \right)$$

este egal cu 1 și  $\frac{dh}{dl} \rightarrow \infty$ , adică tangenta la curba căutată este perpendiculară pe axa curentului.

Fizic, aceasta arată că dacă  $h$  (adâncimea curentului) variază trecând prin  $h_c$  (adâncimea critică), se va produce o creștere rapidă a nivelului apei.

Trecerea de la starea rapidă a curentului caracterizată prin adâncimi mai mici decât adâncimea critică ( $h_1 < h_c$ ), la starea lentă, caracterizată prin adâncimi mai mari decât cea critică ( $h_2 > h_c$ ), se numește *salt hidraulic*<sup>1</sup>.

*Regimul rapid (torențial) și regimul lent (fluvial) corespunzător numărului lui Froude ( $Fr$ ). Într-o secțiune transversală de adâncime  $h$ , în care viteza medie este  $U$ , numărul lui Froude, caracteristic scurgerii, este definit prin mărimea adimensională:*

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{gh}} \quad (10)$$

Adâncimea critică pentru un canal prismatic dreptunghiular, caracterizat printr-un debit unitar constant  $q$ , este dată de relația:

$$h_c = \sqrt{\frac{q^2}{g}}$$

1) Dacă  $h < h_c$ , viteza medie  $U$  este superioară vitezei critice  $U_c$ , fie  $U > \sqrt{gh_m} > \sqrt{gh}$ ; numărul lui

Froude  $Fr = \frac{U}{\sqrt{gh}}$  este supraunitar. Undele superficiale,

a căror viteză  $\sqrt{gh}$  este inferioară vitezei medii  $U$ , nu pot urca spre amonte. Punctul figurativ al scurgerii pe curba energiei specifice  $E(h)$  este situat pe ramura

(T), la stânga lui C (figura 5.13.);  $\frac{\partial E}{\partial h} < 0$ . Regimul de scurgere este rapid (torențial) sau supercritic.

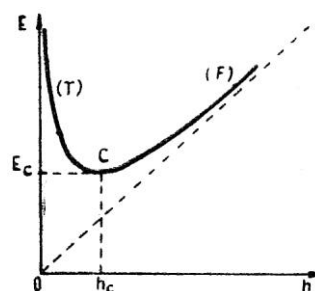


Fig. 5.13. Regimul rapid (T) și lent (F) pe curba (E).

2) Dacă  $h > h_c$ , viteza medie  $U$  este inferioară vitezei critice  $U_c$ , fie  $U < \sqrt{gh_m} < \sqrt{gh}$ ; numărul lui

Froude  $Fr = \frac{U}{\sqrt{gh}}$  este sub unitar. Undele superficiale,

a căror viteză  $\sqrt{gh}$  este superioară vitezei medii  $U$ , pot urca spre amonte. Punctul figurativ al scurgerii pe curba  $E(h)$  este situat pe ramura (F), la dreapta lui C

(fig. 5.13); deci  $\frac{\partial E}{\partial h} > 0$ . Regimul de scurgere este lent

(fluvial) sau infracritic.

3) Când  $h = h_c$ , avem cazul limită:

$$U = U_c = \sqrt{gh_c}$$

$$Fr = Fr_c = \frac{U}{\sqrt{gh_c}} = 1$$

Regimul critic este stabilit.

Asociind noțiunile și definițiile date rezultă (fig. 5.14) pentru:

– regimul lent (fluvial):

$$h > h_c; \quad U < U_c; \quad Fr < 1; \quad \frac{\partial E}{\partial h} < 1$$

<sup>1</sup> Observat de Guliemini (sfârșitul secolului al XVII-lea) și cercetat experimental de Bidone (1818-1819).

– regimul rapid (torențial):

$$h < h_c; U > U_c; Fr > 1; \frac{\partial E}{\partial h} < 0$$

– regimul critic:

$$h = h_c; U = U_c; Fr = 1; \frac{\partial E}{\partial h} = 0$$

Proprietățile hidraulice ale unui canal (sau râu) diferă considerabil după mărimile relative ale pantei  $I$ , ale pantei critice  $I_c$  pentru debitul considerat.

Dacă  $I < I_c$ , ceea ce corespunde la  $h_n > h_c$ , panta este mică (curgere lentă).

Dacă  $I > I_c$ , ceea ce corespunde la  $h_n < h_c$ , panta este mare (curgere rapidă).

Dacă  $I = I_c$ , ceea ce corespunde la  $h_n = h_c$ , panta este critică.

Cum  $I_c$  variază invers cu debitul:  $Q = U\Omega = \Omega C\sqrt{RI}$ :

$$I_c = \frac{g\Omega}{C^2 RL} = \frac{bg\Omega}{RL} = \frac{bgh_m}{R}$$

(secțiune de formă oarecare cu  $bC^2 = 1$  și  $h_m = \frac{\Omega}{L}$ )

$$I_c = \frac{gh}{C^2 R} = \frac{bgh}{R}$$

(secțiune rectangulară),

același curs de apă va putea prezenta caracterul unei scurgeri lente (fluviale) la etiaj și al unei scurgeri torențiale (rapide) în timpul creșterii (viitirii).

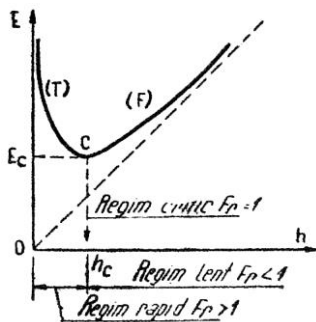


Fig. 5.14. Regimurile de curgere și caracteristicile lor.

Energia specifică<sup>1</sup> ( $E$ ) sau „sarcina specifică” într-o secțiune transversală muată (fig. 5.15) este valoarea medie a energiei moleculelor lichidului acestei secțiuni pe unitatea de greutate a lichidului, această energie fiind raportată la axa orizontală trecând prin punctul cel mai jos al secțiunii.  $E$  are dimensiunea unei lungimi.

În secțiunea transversală ( $S$ ), notându-se cu:  $U$  – viteza medie în această secțiune,  $h$  – adâncimea maximă,  $I = \tan i$  panta fundului canalului la dreapta acestei secțiuni, expresia energiei specifice ( $E$ ) prin definiție este:

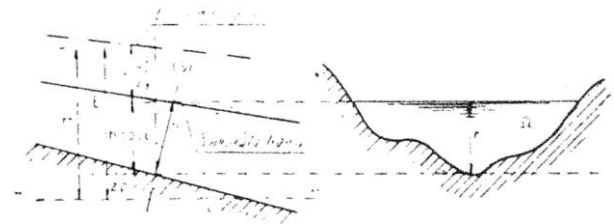


Fig. 5.15. Energia specifică.

$$E = h \cos i + \alpha \frac{U^2}{2g}$$

Adesea, panta fiind foarte mică, se poate lua  $\cos i = 1$  și pentru  $\alpha = 1$  se adoptă expresia aproximativă a energiei specifice:

$$E = h + \frac{U^2}{2g} \quad (11)$$

în care, introducându-se debitul  $Q$ , se obține:

$$E = h + \frac{Q^2}{2g\Omega^2} \quad (12)$$

Dacă se notează prin  $z_f$  cota punctului cel mai jos al secțiunii transversale considerate, energia totală ( $H$ ), în secțiunea considerată, va fi:

$$H = E + z_f$$

Pentru o secțiune transversală de formă dată,  $\Omega$  este funcție de  $h$  și expresia (12) este o relație de forma:

$$f = (E, h, Q) = 0 \quad (13)$$

Relația (13) este reprezentată în spațiu tridimensional, întrucât  $E = \text{constant}$  și  $Q = \text{constant}$ , curba  $E = f(h)$ .

Într-un canal aproape orizontal, când adâncimea este egală cu adâncimea critică, există simultaneitate a minimului energiei specifice  $E$  și a impulsului total  $F$ .

b) Elementele tehnice. Saltul hidraulic staționar sau mai simplu „saltul hidraulic” este o supraînălțare bruscă a suprafeței libere a unui curent permanent ocupând o poziție fixă într-un pat uniform.

Saltul hidraulic se produce când regimul rapid (torențial) devine lent pe o distanță scurtă, suprafețele libere situându-se de o parte și de alta a nivelului critic  $N_c$  (fig. 5.16).

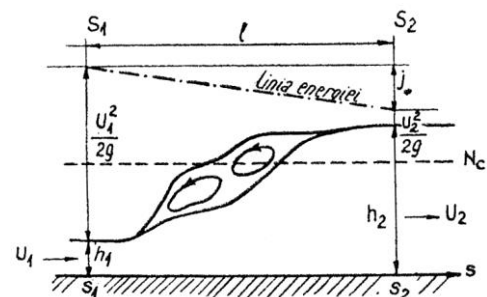


Fig. 5.16. Saltul hidraulic clasic (simplu sau perfect) într-un canal orizontal sau cvasiorizontal, valorificat în modulul cu mască și partitorul de debit.

<sup>1</sup> Noțiune introdusă de Bakhmeteff în 1912.

Când înălțarea liniei apei este destul de importantă se formează unul sau mai multe rulouri (mai mult sau mai puțin instabile), cu deferlare și turbulență, care antrenează o disipare importantă de energie (cu o transformare a unei părți din energia cinetică în energia potențială – fenomen de bază în realizarea distribuitorilor de debit).

În figura 5.16, în cele două secțiuni ( $S_1$ ) – amonte de salt (regim rapid) și ( $S_2$ ) – aval de salt (regim lent), în care se consideră că filetele de lichid sunt paralele, se diferențiază elementele hidraulice și geometrice ce trebuie bine cunoscute în proiectarea modulelor cu mască și a partitoarelor de debit:

$b_1$  – adâncimile conjugate:  $h_1$  și  $h_2$  în secțiunile ( $S_1$ ) și ( $S_2$ ), și înălțimea saltului: diferența  $h_2 - h_1$ ,

$b_2$  – lungimea saltului: distanța  $l = s_2 - s_1$ ,

$b_3$  – pierderea de sarcină datorată saltului: coborârea  $j$  a liniei de energie între ( $S_1$ ) și ( $S_2$ );

$b_4$  – poziția saltului.

$b_1$ ) *Relația fundamentală între adâncimile conjugate  $h_1$  și  $h_2$ .* Această problemă se reduce în a calcula una din cele două adâncimi conjugate în funcție de cealaltă, pentru un canal și un debit dat (v. fig. 5.17).

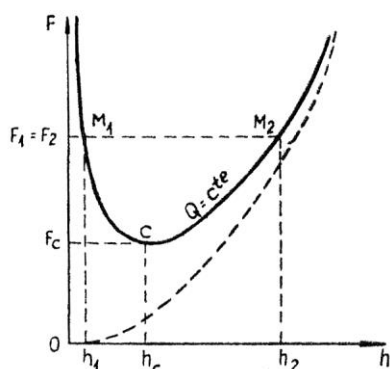


Fig. 5.17. Curba (F) și adâncimile conjugate.

Cu toate că între secțiunile ( $S_1$ ) și ( $S_2$ ) (v. fig. 5.16) au loc pierderi importante de sarcină, datorate turbulenței, remuurilor interioare în masa lichidului, aici nu se aplică teorema lui Bernoulli.

Teorema lui Euler, care ia în considerație forțele exterioare, este aceea care se aplică în calculul elementelor saltului, prin analogie cu fenomenul lărgirii bruște.

Bélanger a aplicat (1840), cu rezultate practice bune, teoria impulsului (Euler) masei de lichid conținut între secțiunile ( $S_1$ ) și ( $S_2$ ), presupunând că:

- panta canalului este foarte mică,
- frecările pe pereții și fundul canalului sunt neglijabile în raport cu pierderea de sarcină datorată turbulenței creată prin salt;
- vitezele firelor de lichid în secțiunile ( $S_1$ ) și ( $S_2$ ) sunt paralele și egale cu viteza medie  $U$  (în acea secțiune), deci că  $\beta$  (coeficientul de cantitate de mișcare)

este egal cu unitatea.

În cazul secțiunii de formă oarecare se poate determina grafic una din cele două adâncimi conjugate, cunoscând pe cealaltă (fig. 5.17).

Teorema impulsului (Euler), în ipotezele simplificatoare, a condus la:  $\frac{Q^2}{g\Omega_1} + a_1\Omega_1 = \frac{Q^2}{g\Omega_2} + a_2\Omega_2$ ,

ceea ce înseamnă că impulsul total – funcția de salt –

(funcția  $F$ ):  $F = \frac{Q^2}{g\Omega} + a\Omega$  păstrează aceeași valoare de

o parte și de alta a saltului ( $a$  este adâncimea centrului de greutate al secțiunii). Dacă această proprietate se raportează la curba ( $F$ ), trasată pentru debitul considerat, și dacă se duce o secantă paralelă la axa adâncimilor  $h$ , aceasta (secanta) taie curba în două puncte  $M_1$  și  $M_2$ , ale căror abscise măsoară adâncimile conjugate  $h_1$  și  $h_2$ .

Graficul din figura 5.1.7, care concentrează întreaga problemă a relațiilor fundamentale între adâncimile conjugate, reliefează că:

– cele două adâncimi conjugate  $h_1$  și  $h_2$  variază totdeauna în sens invers, una față de alta;

– cercetarea poziției saltului conduce la găsirea a numeroase cuple (perechi) de adâncimi conjugate  $h_1$  și  $h_2$ , pentru același debit;

– simpla rezolvare a ecuației (7) prin aproximații succesive conduce la calcularea uneia sau mai multor perechi de adâncimi cu debite diferite.

În cazul secțiunii de formă rectangulară, ecuația (7)  $\left( \frac{Q^2}{g\Omega_1} + a_1\Omega_1 = \frac{Q^2}{g\Omega_2} + a_2\Omega_2 \right)$  ia, pentru debitul uni-

tar  $q$ , forma:  $\frac{q^2}{gh_1} + \frac{h_1^2}{2} = \frac{q^2}{gh_2} + \frac{h_2^2}{2}$ , unde apoi, prin re-

duceri și simplificări prin  $h_1 - h_2$ , rezultă:

$$h_2^2 + h_1h_2 - \frac{2q^2}{gh_1} = 0 \quad (14)$$

Expresia rădăcinii pozitive, singura care are sens fizic,

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left[ \sqrt{1 + \frac{8q^2}{gh_1^3}} - 1 \right],$$

permite de a se calcula una din cele două adâncimi (de exemplu  $h_2$ ), cunoscând cealaltă adâncime ( $h_1$ ) și debitul unitar ( $q$ ).

Neglijarea elementului  $U_1^2$  în fața lui  $h_1$ , artificial frecvent, conduce la simplificarea relației precedente, în forma:

$$h_2 \approx 0,45 \left( U_1 \sqrt{h_1} - h_1 \right)$$

Exprimând adâncimile  $h_1$  și  $h_2$ , în funcție de

adâncimea critică  $h_c$ , prin înlocuirea lui  $q^2/g$  prin  $h_c^3$ , în (14), se obține următoarea relație simetrică în  $h_1$  și  $h_2$ :

$$h_1 h_2 \frac{h_1 + h_2}{2} = h_c^3 \quad (15)$$

Relația simetrică (15) confirmă proprietățile, enunțate în paragraful  $b_{1.1}$  (pentru o secțiune oarecare):  $h_1$  și  $h_2$  sunt totdeauna situate de o parte și de alta a lui  $h_c$ , sau saltul este situat de o parte și de alta a lui  $h_c$ .

Singura soluție cu semnificație fizică este  $h_1 < h_c < h_2$  (căci nu există salt staționar coborât – în ipoteza unui pat uniform).

$b_2$ ) Pentru lungimea saltului  $l$  sunt date numeroase formule empirice, în funcție de diferite elemente hidraulice ale saltului (cercetările teoretice nu au dat rezultate concludente).

Pentru canalul cu secțiune rectangulară:

$$l = 5h_2$$

$$l = 9h_1 \left( \frac{U_1}{\sqrt{gh_1}} \right) - 1,57 \quad (\text{în m și s});$$

$$l = 6(h_2 - h_1) \quad (\text{formula propusă de Smetana})$$

$$l = 2,5(1,9h_2 - h_1) \quad (\text{academician Pavlovski});$$

$$l = \frac{6,52(h_2 - h_1)}{(l \times Fr_1)^{0,42}} \quad (\text{inginerul român C. Iamandi, 1963; unde numărul lui Fronde } Fr_1 \text{ corespunde lui } h_1).$$

Pentru canalul cu secțiunea trapezoidală, cu panta taluzelor cuprinsă între 0,5 și 2:

$$l = 5h_2 \left( 1 + \frac{4\sqrt{l_2 - l_1}}{l_1} \right)$$

(Hsing și Posey, 1938; unde  $l_1$  și  $l_2$  sunt lățimea la partea superioară a curentului, amonte și respectiv aval de salt).

$b_3$ ) Pierderea de sarcină datorată saltului. Transformarea curentului rapid în curent lent – în cazul saltului perfect, v. figura 5.16 – este însoțită de dispariția unei mari părți a energiei (până la 64-67% din energia totală pe care curentul o are înainte de salt), în zona superficială a saltului.

Această transformare (reducere a energiei) se concretizează, în cazul aparatelor distribuitoare de debit (module și partitoare), prin menținerea debitului – ce trece prin aparat – constant (cvasiconstant), față de variația nivelurilor amonte de aparat.

Pierderea de sarcină prin salt se poate determina grafic sau analitic; grafic, se va măsura (fig. 5.18, v. și fig. 5.16) prin reducerea (coborârea) liniei de energie între secțiunile  $(S_1)$  și  $(S_2)$ :

$$z_1 + \alpha_1 \frac{U_1^2}{2g} = z_2 + \alpha_2 \frac{U_2^2}{2g} + \int_{s_1}^{s_2} J ds \quad (16)$$

în care:

$z_1$  și  $z_2$  sunt cotele suprafețelor libere în fiecare secțiune  $(S_1)$  și  $(S_2)$ ;

$U_1$  și  $U_2$  – vitezele medii în  $(S_1)$  și  $(S_2)$ ;

$\alpha_1$  și  $\alpha_2$  – coeficientul Coriolis (pentru a ține seamă de inegală repartitie a vitezelor în secțiunile transversale  $S_1$  și  $S_2$ ); fiind aproape de unitate, se poate lua  $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$ .

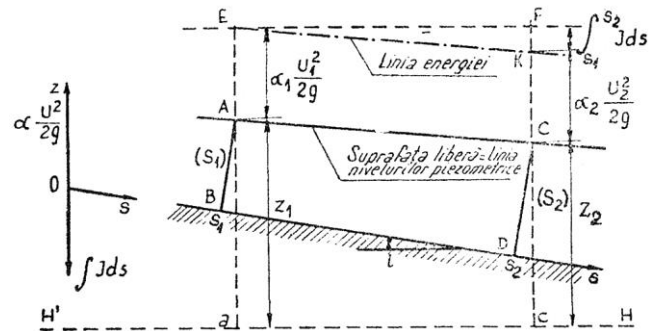


Fig. 5.18. Aplicarea teoremei Bernoulli în regimul gradual variat.

Luând în considerație energia  $H_1$  și  $H_2$  în fiecare secțiune  $\left( z + \frac{P}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} + J = H, \text{ constante} \right)$ , ecuația Bernoulli se poate reda:

$$H_1 = H_2 = \int_{s_1}^{s_2} J ds \quad (17)$$

care se utilizează frecvent, pentru studiul regimului gradual variat, sub forma sa diferențială:

$$dz + d \left( \alpha \frac{U^2}{2g} \right) + J \cdot ds = 0 \quad (18)$$

În această ecuație diferențială,  $z$  este măsurat pe axa verticală ascendentă (v. fig. 5.18), iar  $J$  este pozitiv, când  $ds$  are același sens ca și viteza.

Conform definiției, din (16) și (17) și pentru  $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$ , pierderea de sarcină  $j$ , între  $(S_1)$  și  $(S_2)$ , este:

$$j = H_1 - H_2 = \left( z_1 + \frac{U_1^2}{2g} \right) - \left( z_2 + \frac{U_2^2}{2g} \right)$$

Pentru un canal presupus orizontal între  $(S_1)$  și  $(S_2)$ , pierderea de sarcină  $j$  se poate scrie:

$$j = E_1 - E_2$$

Aceasta arată că în general pentru un canal cu pantă foarte mică și secțiune oarecare, pierderea de sarcină datorată saltului se va putea măsura pe curba energiei specifice (sau sarcinii specifice  $E$ ), prin diferența ordonatelor punctelor de abscise  $h_1$  și  $h_2$  (fig. 5.19).

Pentru un canal orizontal de secțiune rectangulară (dreptunghiulară), pierderea de sarcină  $j$  se exprimă prin:

$$j = \left( h_1 + \frac{q^2}{2gh_1^2} \right) - \left( h_2 + \frac{q^2}{2gh_2^2} \right)$$

Înlocuind  $q^2/2g$  prin valoarea scoasă din (14), se obține, după efectuarea calculelor, expresia clasică a pierderilor de sarcină datorate saltului, în canal rectangular cu pantă neglijabilă:

$$j = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_1 h_2} \quad (19)$$

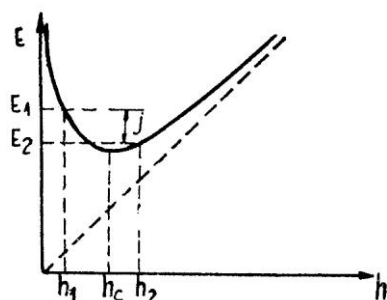


Fig. 5.19. Curba (E) și pierderea de sarcină datorată saltului.

b<sub>4</sub>) Poziția saltului, alături de „formă” și «relațiile dintre elementele saltului», interesează în proiectarea și realizarea aparatelor de distribuție a apei.

Pentru aflarea poziției saltului se poate proceda

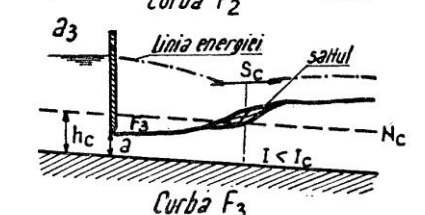
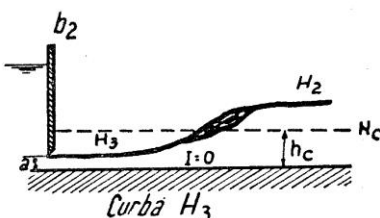
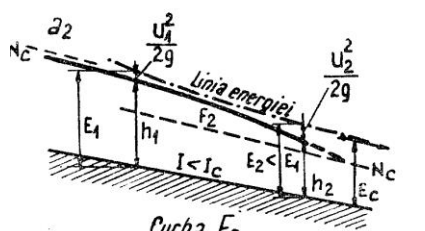
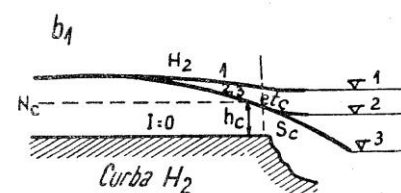
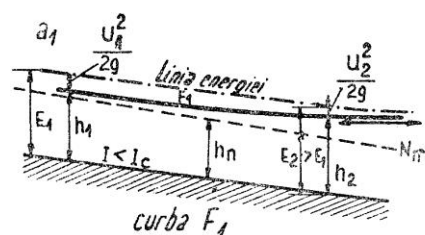
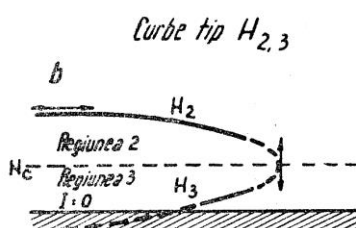
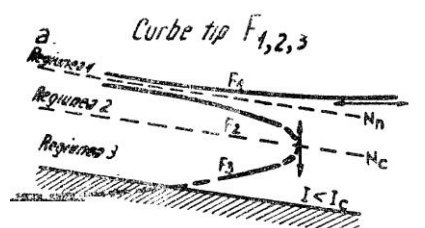


Fig. 5.21. Curbele de remui de clasele  $F_3$ ,  $H_3$ ,  $F_1$ ,  $F_2$ ,  $H_2$ .

grafic astfel (fig. 5.20):

– Se consideră pragul deversant continuat printr-un canal cu panta foarte mică, care se accentuează în aval, formând saltul hidraulic (aval de prag).

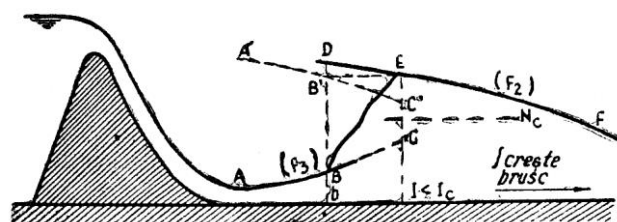


Fig. 5.20. Cercetarea poziției saltului.

– Se vor trasa liniile de apă amonte (regim torrențial, sub nivel critic  $N_c$ ) și aval (regim lent, deasupra  $N_c$ ) de salt. Secțiunile terminale (extreme) ale saltului au adâncimile conjugate ( $h_1$  și  $h_2$ ) distanțate cu  $l = 5 h_2$  sau  $l = 6 (h_2 - h_1)$ . Linia de apă amonte este de tip  $F_3$  (fig. 5.21) dacă  $I < I_c$  sau de tip  $H_3$  (v. fig. 5.21) dacă  $l = 0$  și se construiește din amonte spre aval, începând cu prima secțiune situată aproape de A. Linia de apă aval este de tip  $F_1$  sau  $F_2$  dacă  $I < I_c$  sau de tip  $H_2$  dacă  $I = 0$  (v. fig. 5.21); această linie se construiește din aval din secțiunea ( $S_2$ ) spre amonte.

– Se va trasa punctat curba  $A'B'C$  a adâncimilor conjugate la linia apei din amonte; pentru o secțiune oarecare de adâncime  $Bb$  se calculează adâncimea conjugată  $bB'$ , care se proiectează pe curba ( $F$ ), ca a doua adâncime conjugată. Dacă regimul scurgerii după salt este uniform (adică dacă linia apei este paralelă cu fundul canalului), nu mai este necesar să se traseze curba adâncimilor conjugate  $A'B'C$ . În acest caz este suficient de a găsi punctul B (și deci prima adâncime  $h_1$  a saltului), la care se adaugă a doua adâncime – constantă aval de salt. Se vor folosi, pentru aceste calcule (ale adâncimii conjugate), relațiile (7) și (14):

$$\frac{Q^2}{g\Omega_1} + a_1\Omega_1 = \frac{Q^2}{g\Omega_2} + a_2\Omega_2$$

pentru o secțiune oarecare și

$$h_2^2 + h_1 h_2 - \frac{2q^2}{g \cdot h_1} = 0$$

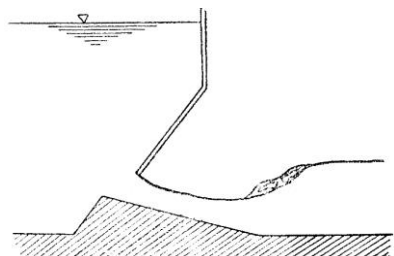
pentru o secțiune rectangulară.

– Se va căuta o dreaptă  $B'E$  paralelă cu fundul canalului, sprijinindu-se în  $B'$  pe curba  $A'B'C$  și în E pe  $DEF$ ; lungimea dreptei  $B'E$  este egală cu aceea a saltului,  $l$ .



– Saltul se va situa aproximativ între punctele  $B$  și  $E$ , iar lungimea lui fiind mică, comparativ cu aceea a curbilor de remuu (de exemplu,  $F_3$ ,  $F_2$ ), se poate adesea schematiza printr-o verticală.

Figura 5.22 schematizează utilizarea fenomenului hidraulic de *salt* în realizarea aparatului distribuitor de debit reglat – *modulul cu mască*, după profesorul M. Carlier (1972) [5].



**Fig. 5.22.** Schema utilizării saltului hidraulic în realizarea modulului cu mască.

În finalul largii prezentări tehnico-construcitive și hidraulico-funcționale a acestui aparat (modulul cu mască) rezultă că:

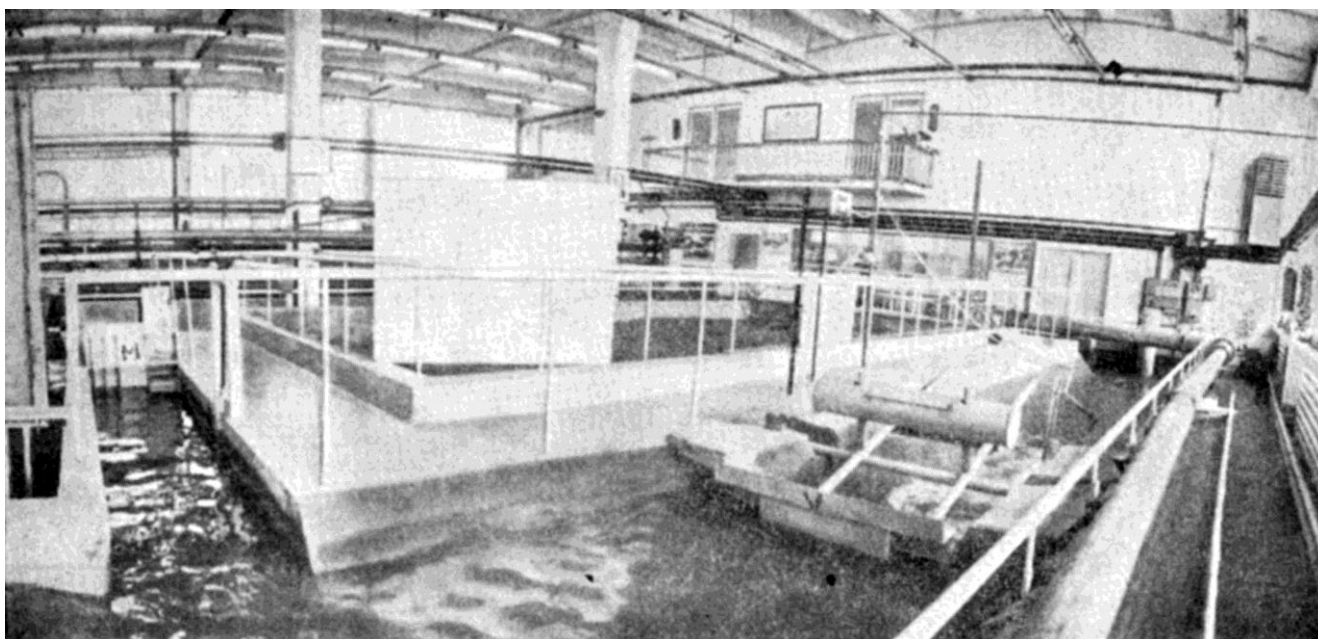
- asigură reglarea ușoară și sigură a debitelor (la variații de nivel amonte de 5-24 cm, se înregistrează variații de debit de circa 5%, ceea ce este satisfăcător);
- poate fi folosit ca apometru pentru volumul de apă scurs, prin simpla marcarea a timpului de funcționare, debitul fiind constant (cvasiconstant);
- realizează o pierdere de sarcină minimă, 6,5-30 cm, după tipul de aparat; saltul creat recuperează o parte a energiei cinetice (la sosire); nivelul de apă aval de salt rămâne astfel ridicat, asigurând irigarea unei suprafețe mari de teren.

**Necesitatea asocierii modulelor cu mască cu vane automate** (fig. 5.23) [3]. Modulul cu mască se utilizează în cazul unui nivel amonte variabil în limite stabilite. Când nivelul amonte depășește aceste limite (în aval de rezervoare, bazine de acumulare, baraje pe râuri, în capul canalelor de aducțiune cu comandă prin amonte, la derivarea canalelor distribuitoare (secundare) etc.), modulul se folosește combinat cu alte aparate, care au rolul să reducă nivelul apei din fața modulului. În acest scop se pot folosi mai multe soluții.

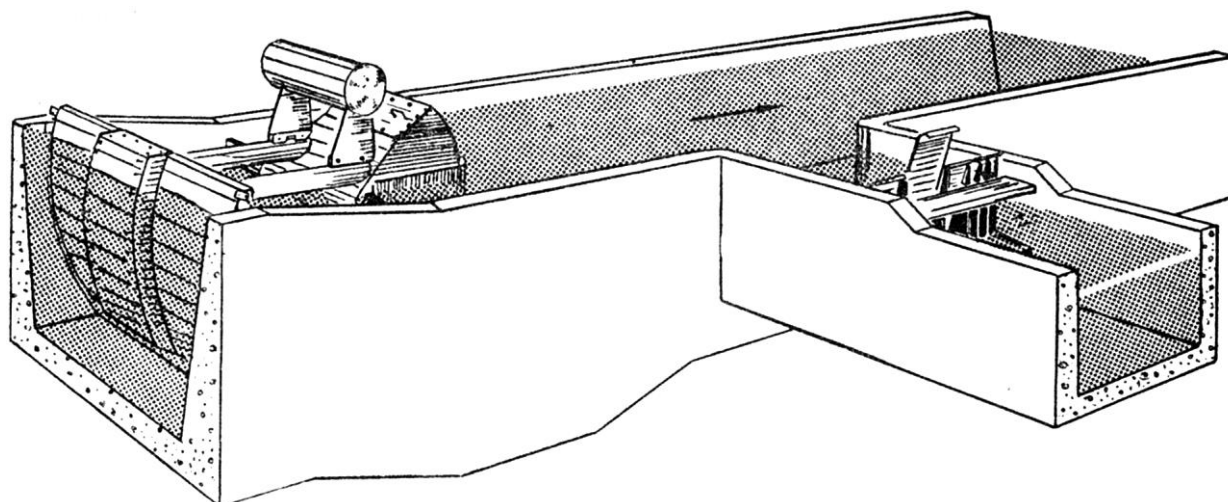
1) Devorsor sau sifon lateral de siguranță, amplasat amonte de derivație (pe canalul principal, sau chiar pe derivație, amonte de modul, dacă există spații și condiții de evacuare a debitului suplimentar). Această soluție, rar folosită în sistemele moderne, prezintă dezavantajul consumului inutil de apă, prin descărcarea laterală.

2) Vană cu nivel aval constant (AVIS), instalată pe canalul principal, amonte de derivație (priza cu modul) (fig. 5.24). Priza canalului de derivație este echipată cu o baterie de module cu mască ce asigură debitul „cerut” în canalul secundar. Vana AVIS are rolul de a regla (și menține) automat nivelul de apă în canalul principal (respectiv debitul adus), în funcție de variațiile debitului cerut în aval.

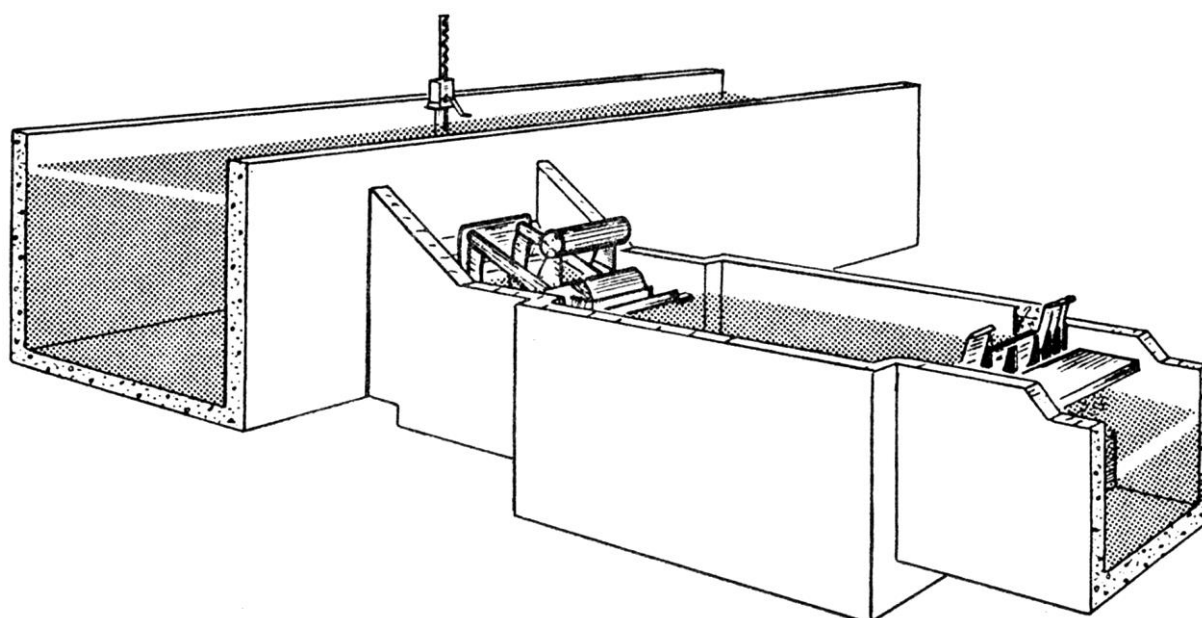
3) Vană cu nivel aval constant (AVIS sau AVIO), instalată direct-pe canalul de derivație, amonte de modulul cu mască (fig. 5.25). Acest tip de priză asigură constanța debitului reglabil la „cerere”, chiar dacă nivelul de apă din canalul principal prezintă importante oscilații.



**Fig. 5.23.** Asocierea modulelor cu mască (M) cu vane (V) cu reglare hidraulică (nivel amonte constant). Laboratorul de irigații și drenaje, Institutul Politehnic „Gh. Asachi” Iași.



**Fig. 5.24.** Baterie de module asociată cu o vană cu nivel aval constant (vană AVIS), instalată pe canalul principal (priză pe canal cu comandă din aval).



**Fig. 5.25.** Baterie de module asociată cu o vană cu nivel aval constant (vană AVIO), instalată în partea frontală a canalului de derivație (priză pe canal cu amplitudine ce depășește toleranțele modulelor).

4) Vană cu nivel amonte constant (AMIL) instalată, pe canalul principal, puțin aval de derivație – priza cu modul (fig. 5.26). Acest tip de priză este adoptată în special în rețelele cu comandă prin amonte și în cazul derivațiilor situate imediat amonte de reguletoarele de nivel.

Alegerea soluției (asociate) este determinată de rațiuni economice, care țin seamă de numeroși factori, ca: panta canalelor, nivelurile apei în raport cu suprafața deservită, relieful terenului irigabil, mărimea debitului preluat (prin derivație) în raport cu debitul canalului principal. Esențial în această analiză va fi raportul debitelor celor două canale, principal și derivația.

În cele mai frecvente situații, reglările se fac pe

canalul principal (prin amonte, prin aval, mixt), derivația beneficiind de aceasta. Când însă debitul prizei (derivația canalului secundar) reprezintă o mică fracțiune din acela al canalului principal, nu se fac reglări pe acesta din urmă (C.P.), ci se adoptă soluția amplasării unei vane automate pe derivație, amonte de modulul cu mască (v. fig. 5.25). Pe derivație se pot folosi două tipuri de vane:

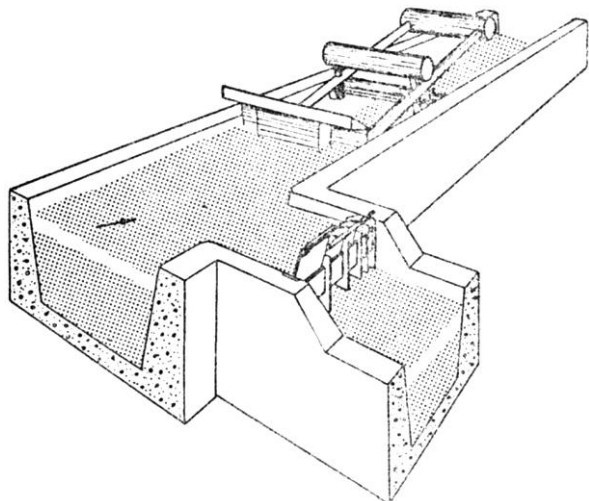
- vane AVIS (la suprafață; fig. 5.27), când variațiile de nivel pe canalul principal sunt mici;

- vana AVIO (instalată la deschidere de fund, sub sarcină; fig. 5.28, v. și fig. 5.25), când variațiile de nivel pe canalul principal sunt mari.

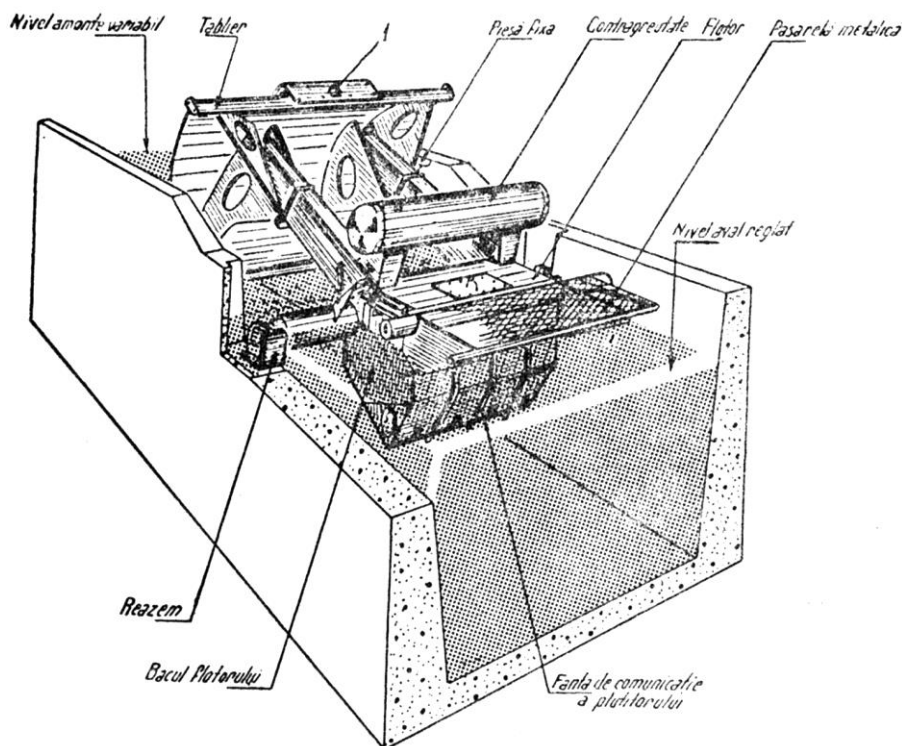
În cazul derivării unui debit important din canalul principal, soluția indicată este aceea a reglării

nivelurilor pe acest canal (CP.), fie prin vane cu nivel amonte constant (vane AMIL – fig. 5.29; v. și fig. 5.26), fie prin vane cu nivel aval constant (vane AVIS – v. fig. 5.24 și 5.27). Reglarea directă pe derivație, în acest caz, va complica soluția prin construcții importante și cu rezultate insuficiente asupra realizării cotelor de dominație, prin pierderile mari de sarcină (în derivație).

Oricare ar fi soluția de reglare (prin asocierea modulului cu mască cu vanele automate), un rol hotărâtor în corecta funcționare a ansamblului îl are rezolvarea atentă a relațiilor de cote (calajul aparatelor).



**Fig. 5.26.** Baterie de module asociată cu o vană cu nivel amonte constant (AMIL), instalată pe canalul principal (priză pe canal cu comandă prin amonte).



**Fig. 5.27.** Vana AVIS – amplasare și elemente componente.

Trebuie să se țină seamă de toate variațiile planurilor de apă datorate efectului vanelor (eventual și scăderea nivelului propriu al vanei) și pierderilor de sarcină între punctul de reglaj și acela unde este instalat modulul cu mască.

Sunt de reținut – la derivațiile din canale principale deschise – soluțiile de asociere (modul + vane) caracteristice celor două tipuri de reglări de bază (pe CP.):

*În cazul canalelor cu comandă prin amonte* (fig. 5.30). Canalul de aducțiune (principal) este divizat în biefuri prin vane automate cu nivel amonte constant: vane AMIL (v. și fig. 5.26 și 5.29).

Nivelul apei în canalul principal variază de la o poziție orizontală, cu debit nul ( $Q = 0$ ) situată dedesubt, și până la o înclinare ce asigură debitul maxim ( $Q_{max}$ ).

Considerând că amplitudinile admisibile (ale nivelului apei) în derivații sunt:  $\Delta_1$  pentru modulul cu o mască ( $M_1$ ) și  $\Delta_2$  pentru modulul cu două măști ( $M_2$ ), rezultă că derivațiile aflate în sectorul  $V_n a$  pot beneficia numai de reglajul modulelor: cu o mască ( $M_1$ ) pentru tronsonul  $V_n b$  și cu două măști ( $M_2$ ) pentru tronsonul  $ba$ .

Derivațiile aflate în sectorul  $a V_{n-1}$  necesită pe lângă module și alte soluții de reglaj, ca:

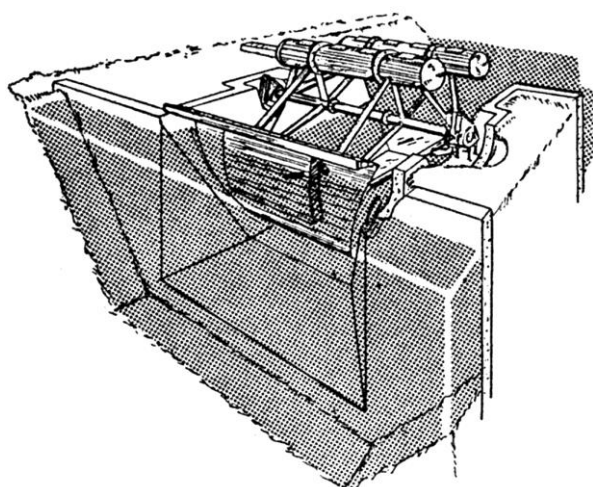
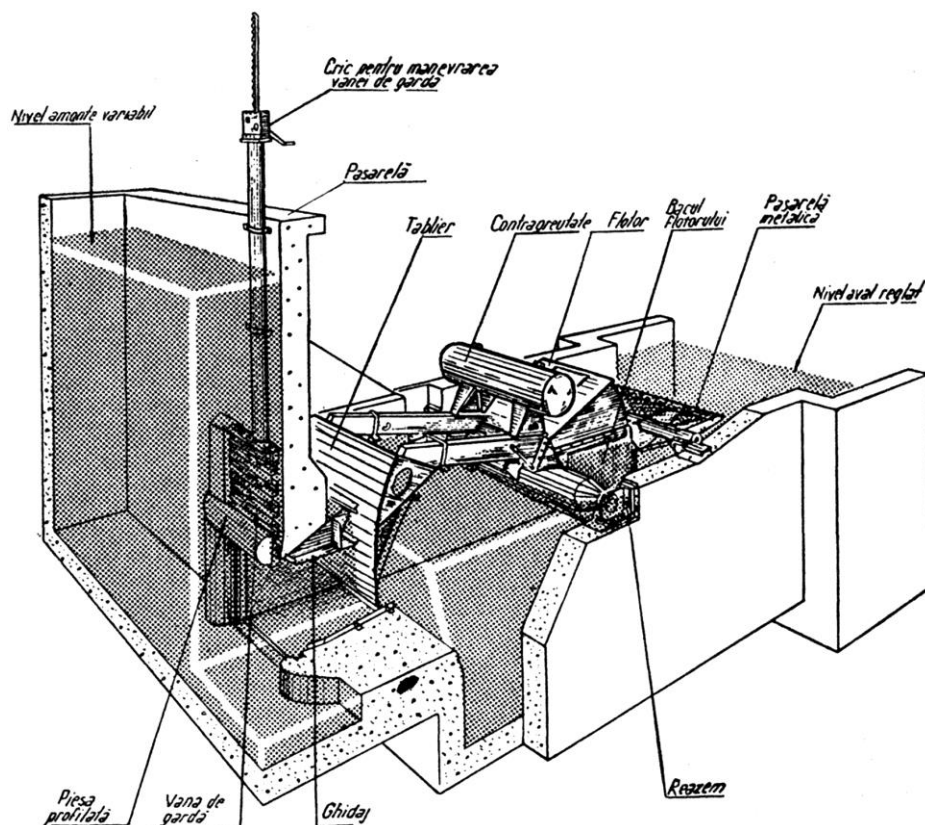
– fie o vană cu nivel amonte constant (AMIL) situată pe canalul principal, imediat aval de derivație (v. și fig. 5.26),

– fie o vană cu nivel aval constant (AVIS sau AVIO) situată pe canalul de derivație, amonte de modulul cu mască (v. și fig. 5.25, 5.27 și 5.28).

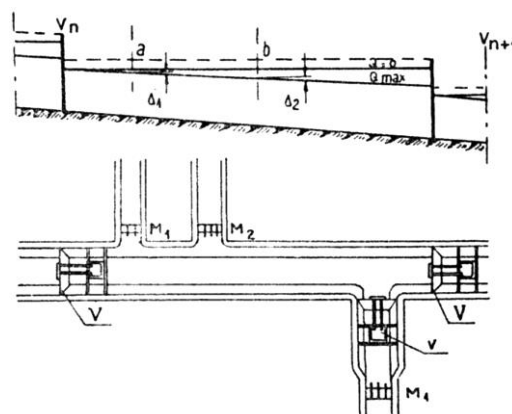
Se va adopta soluția tehnico-economică, ținându-se seamă că: vana AMIL, instalată pe canalul principal, se dimensionează pentru un debit mare, dar prezintă o pierdere de sarcină redusă, iar vanele AVIO sau AVIS, instalate pe derivație, corespund la debite mici, derivate. La elementele comparative date trebuie adăugat, pentru vana AMIL, că efectul său (favorabil) se poate face simțit și asupra altor derivații din zona de influență (sectorul de canal pe care acționează efectul vanei).

*În cazul canalelor cu comandă prin aval* (fig. 5.31). Canalul principal este împărțit în biefuri prin vane automate cu nivel aval constant cu comandă prin aval – tip AVIS și AVIO – (v. și fig. 5.24, 5.25, 5.27 și 5.28.)

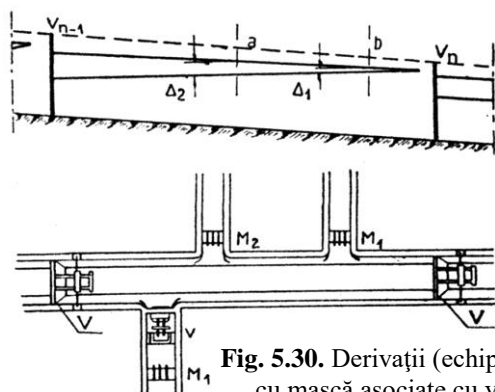
**Fig. 5.28.** Vana AVIO –  
amplasare și elemente  
componente (se vede în față și  
stăvilul de gardă).



**Fig. 5.29.** Vana AMIL – amplasare și elemente componente.



**Fig. 5.31.** Derivații (echipate cu module cu mască asociate cu vane automate) din canale principale cu comandă prin aval.



**Fig. 5.30.** Derivații (echipate cu module cu mască asociate cu vane automate) din canale principale cu comandă prin amonte.

Nivelul apei în canalul principal variază de la o poziție orizontală cu debitul ( $Q = 0$ ), situată deasupra, și până la o înclinare ce asigură debitul maxim ( $Q_{max}$ ).

Considerând că amplitudinile admisibile (ale nivelului apei) în derivații sunt:  $\Delta_1$  pentru modulul cu o mască ( $M_1$ ) și  $\Delta_2$  pentru modulul cu două măști ( $M_2$ ), rezultă că derivațiile aflate în sectorul  $V_nb$  pot beneficia numai de reglajul modulelor: cu o mască ( $M_1$ ) pentru tronsonul  $V_na$  și cu două măști ( $M_2$ ) pentru tronsonul  $ab$ .

Derivațiile aflate în sectorul  $bV_{n+1}$  necesită, pe lângă module, și alte soluții de reglaj, ca:

– fie o vană cu nivel aval constant (AVIS) pe canalul principal, amonte imediat de derivație (v. fig. 5.24);

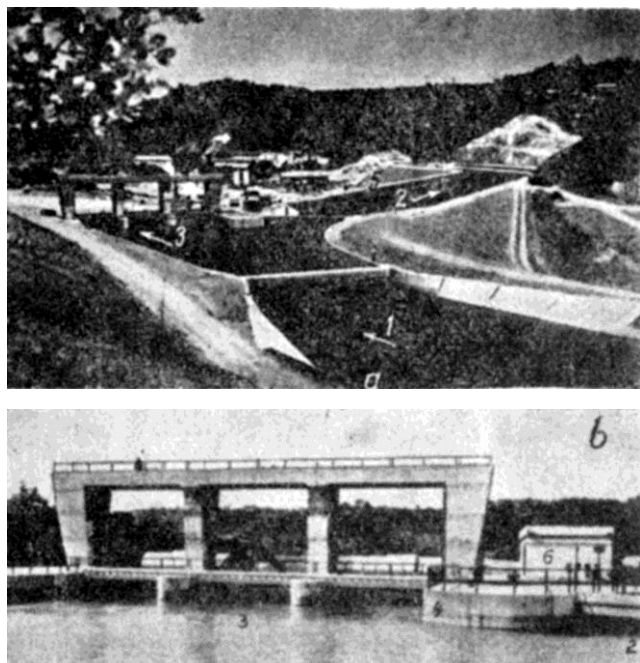
– fie o vană cu nivel aval constant (AVIS sau AVIO) situată pe derivație, amonte de modulul cu mască (v. fig. 5.25 și 5.28).

Soluțiile se aleg după criterii similare cazului anterior.

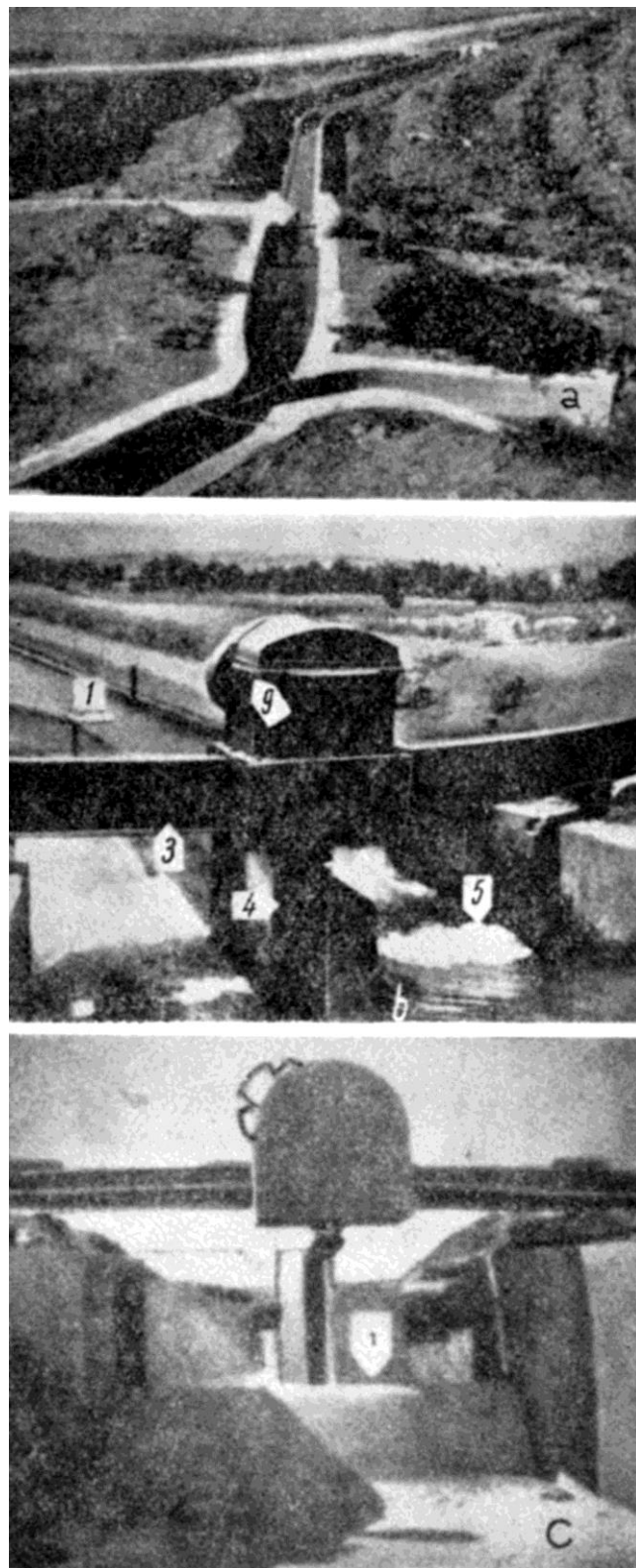
**Partitorul proporțional tip Neyrpic.** *Partitorul de debit* este aparatul care repartizează debitul unui canal de aducțiune în două direcții, în orice raport se dorește (este necesar) și independent de intervențiile din aval (variațiile nivelurilor din aval), datorită saltului hidraulic format (fig. 5.33 și 5.34).

Debitele în fiecare derivație sunt proporționale exact cu unghiurile pe care oblonul mobil le înscrie pe sectorul circular gradat, pe care se și sprijină (fig. 5.34).

Ca și în cazul modulului cu mască, partitorul proporțional este realizat prin valorificarea aceluiași fenomen hidraulic: *saltul hidraulic* (fig. 5.35). Un prag provoacă stabilirea, imediat în aval, a unui regim rapid (torențial); transformarea acestuia (regimul torențial), la intrarea în derivații, în regim lent (fluvial), se marchează prin formarea unui salt care asigură recuperarea parțială a energiei cinetice a apei. Deci aparatul nu conduce decât la pierderi minime de sarcină (tabel fig. 5.36).



**Fig. 5.32.** Partitorul Boute – Canalul Provence, Franța: a – vederea generală a aducțiunii și distribuției; b – priza Canal Provence; 1 – canalul mixt (EDF SCP) cu un debit de  $55 \text{ m}^3/\text{s}$ ; 2 – canalul hidroenergetic al Distr. Electr. Fr – EDF, cu un debit de  $15 \text{ m}^3/\text{s}$  HE, Vinon – pe R Verdon; 3 – canalul de aducțiune Provence ( $40 \text{ m}^3/\text{s}$ ); 4 – poziția partitorului; 5 – șosea asfaltată; 6 – centru de calcul.



**Fig. 5.33.** Partitor proporțional: a – cu distribuția apei după trei direcții – cu ajutorul a două partitoare consecutive (Algeria – sistemul Cheliff); b – văzut din amonte, în funcțiune (Algeria, sistemul Oued-Fodda); c – văzut din amonte – fără apă, pragul care asigură formarea pragului hidraulic; 1 – articulația oblonului; 2 – mecanismul de manevrare; 3 – sectorul de ghidare a oblonului; 4 – oblonul mobil; 5 – saltul hidraulic.



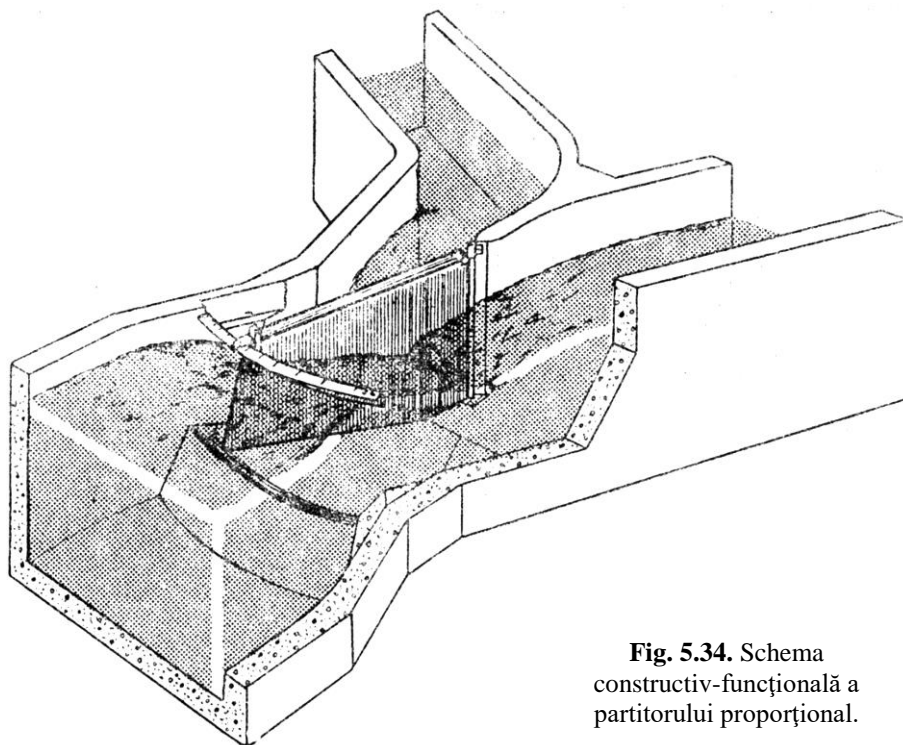


Fig. 5.34. Schema constructiv-funcțională a partitorului proporțional.

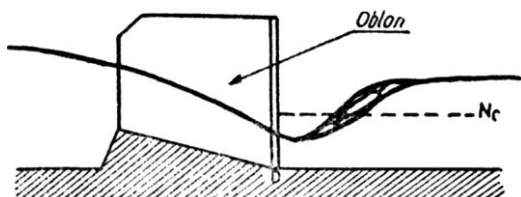


Fig. 5.35. Partitorul proporțional cu salt hidraulic.

Debitele derivate în aval de partitor sunt independente de panta sau nivelul din bieful aval (atâta timp cât acest nivel se găsește sub cel din amonte).

Această independență a debitului de nivelul aval exclude eventualele nereguli în exploatare (fraude) din partea beneficiarilor, care oricât ar mări artificial panta biefului aval, pentru a crește debitul în canalele secundare, nu vor avea rezultate. Întrucât linia apei în amonte de salt (regim torențial) este sub dependența scurgerii din amonte, iar linia apei în aval de salt (regim fluvial) este sub dependența scurgerii din aval, rezultă că orice modificare (perturbație) adusă în aval (de exemplu, modificarea pantei în ideea „creșterii” debitului) provoacă numai o ușoară modificare a liniei apei în aval și o ușoară deplasare a saltului, fără însă a se propaga amonte de salt, deci fără a se modifica debitele împărțite prin oblonul partitorului.

Din punct de vedere hidraulic, pentru un debit și o secțiune de formă date (de exemplu, rectangulară), adâncimea critică este impusă; dacă  $h_x$  este cunoscută, adâncimea conjugată  $h_1$  va fi unică și dată prin ecuația:

$$h_2^2 + h_1 h_2 - \frac{2q^2}{gh_1} = 0 \quad (14)$$

$$h_1 h_2 \frac{h_1 + h_2}{2} = h_c^3 \quad (15)$$

În figura 5.36 sunt indicate (după firma Neyrpic) schemele de montare, dimensiunile geometrice și caracteristicile hidraulice ale partitorului proporțional.

Firma Neyrpic construiește (1972) și partitoare speciale pentru debite mult mai mari.

În funcție de raza  $R(m)$  și de grosimea lamei de apă pe prag  $H(m)$ , debitul  $Q (m^3/s)$  este:

$$Q = 1,235 \cdot R \cdot H^{\frac{3}{2}} \quad (20)$$

iar pierderea de sarcină minimă este  $0,4 H$ .

Ca și în cazul bateriilor de module cu mască, partitorul se construiește din tablă de oțel și bare din oțel profilat, asamblate prin sudură și protejate contra oxidării prin zincare și vopsire.

## 5.2.2. REGLAREA NIVELURILOR ȘI TEHNICA REGLĂRII

### 5.2.2.1. Necesitatea controlului nivelurilor

Programul livrării apei în rețeaua de irigație la o anumită asigurare, care a stat la baza proiectării, impune corelarea celor trei elemente constructiv-funcționale: *secțiunea canalului*, *debitul* ce se scurge și *nivelul*. De aici s-ar părea că este inoportun a mai trata problema „reglării nivelurilor”, aceasta rezultând din proiectare.

Analiza amplă și în comun a celor două categorii de acțiuni interesate în irigații: schema hidrotehnică în procesul de exploatare și terenul irigabil cu cerințele extrem de variate în apă, în timp, conduce însă la concluzia necesității modificării – reglării – nivelului apei, local și independent de debit (prin vane, deversoare, sifoane ș.a.).

Cauzele principale ale cerințelor de reglare a nivelurilor se pot grupa în:

- 1) necesitatea ridicării nivelului apei cât mai sus posibil, în scopul măririi suprafeței irigabile și
- 2) necesitatea limitării variațiilor (fluctuațiilor) nivelului de apă: la o cotă minimă, pe de o parte, pentru menținerea în stare bună a canalelor sau de a constitui rezerve de apă în rețea, la o cotă maximă, pe de altă parte, pentru a evita revărsările sau pentru a permite reglarea debitelor între cele două planuri extreme (minim și maxim).

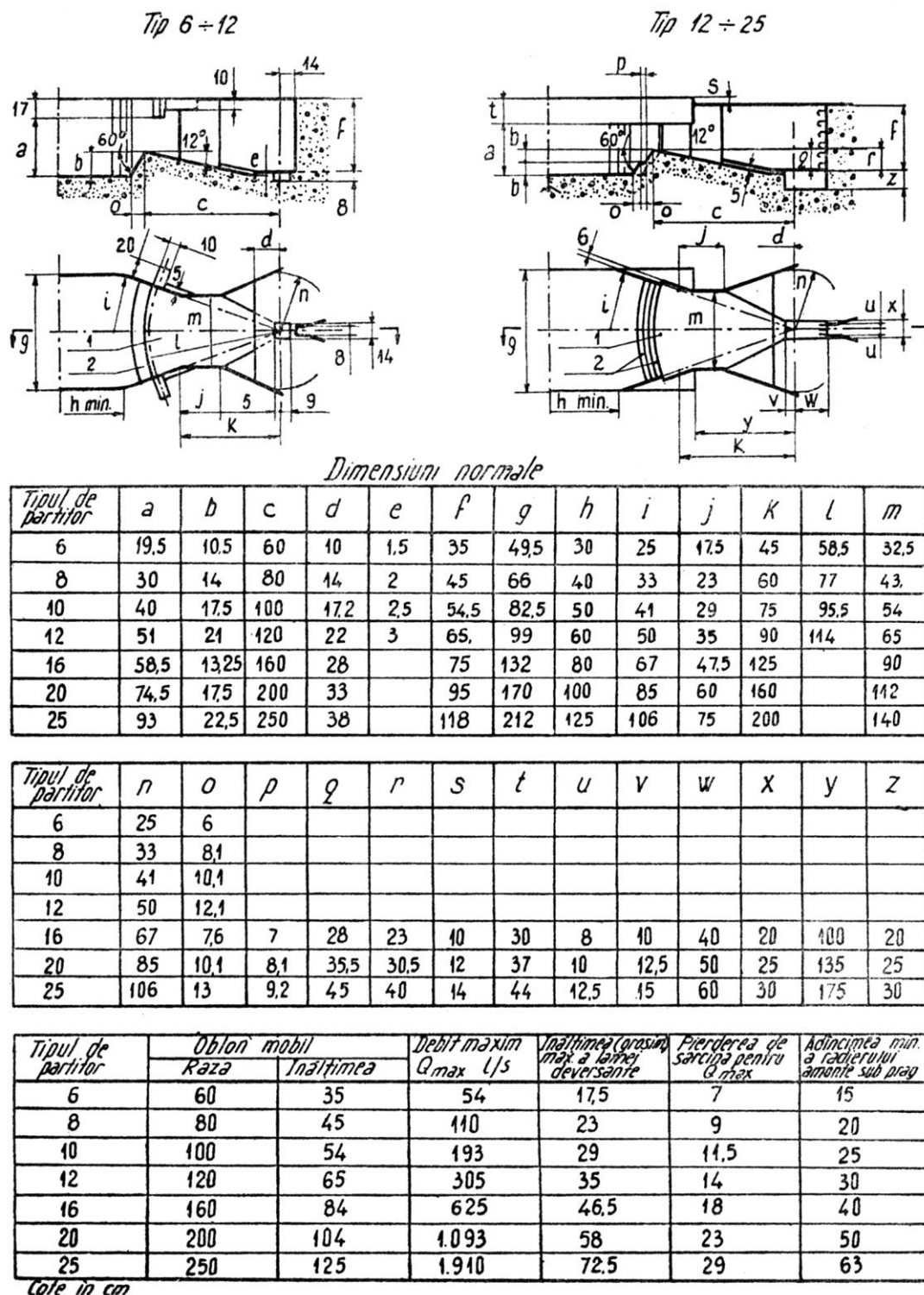


Fig. 5.36. Dimensiunile normale ale partitorului (Neyrpic, 1972).

Rezultă deci că reglarea nivelurilor este impusă de: suprafața irigabilă, întreținerea canalelor, economia de apă și reglarea debitelor.

**Suprafața irigabilă.** Dependența suprafeței irigabile de nivelul apei în canalul aferent este evidentă. Cu cât nivelul apei este mai ridicat în punctul de sosire, dominație, cu atât suprafața deservită va fi mai mare.

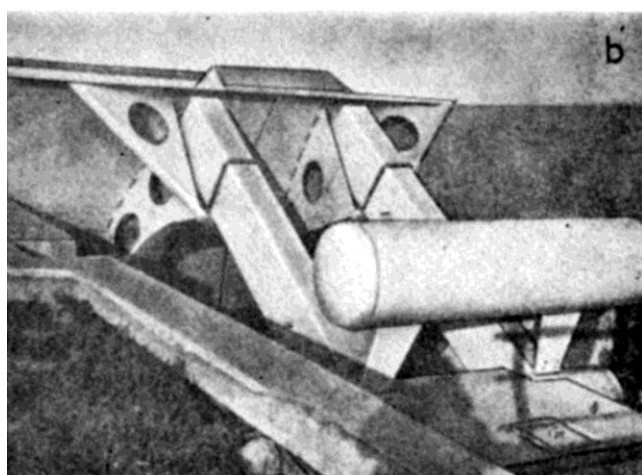
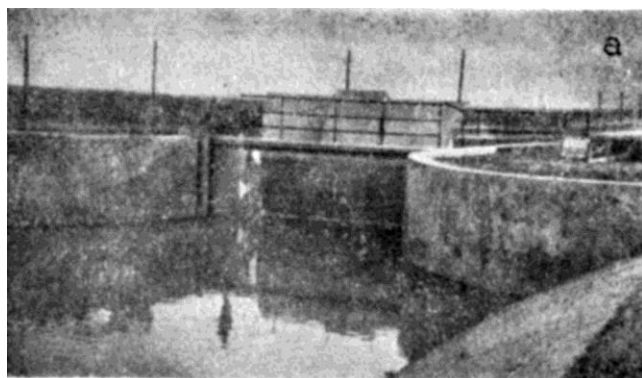
Constructiv, din proiectare, nivelul maxim se

prevede însă în perioadele de timp cu consum (cerințe) maxim de apă, când canalele transportă debitul maxim; în această situație, nivelul maxim este condiționat de trecerea debitului maxim, deci în sezon de plină irigație. În restul timpului, când se transportă debite mici, ridicarea nivelului de apă nu se poate face decât artificial, prin instalații adecvate. Situație asemănătoare se întâlnește și în cazul canalelor de aducțiune cu adâncimi

mari (în debleu), având și rol drenant în anumite perioade (sezonul ploios, când dispozitivele de ridicare a nivelului vor fi scoase).

**Întreținerea canalelor.** Menținerea anumitor niveluri de apă în rețeaua de canale de irigație, divizate pe biefuri, are importanță suficient de mare în stabilitatea – protejarea taluzelor și a căptușelilor. Efectul scăderii sau ridicării bruște a nivelului freatic, cu subpresiunile ce le creează, este resimțit integral de către canalele fără apă sau cu nivel coborât. Din contra, nivelul ridicat preia efectul subpresiunilor și evită degradările ce intervin la menținerea fără apă a canalului timp îndelungat: stricăciunile cauzate de rozătoare, de vegetație etc.

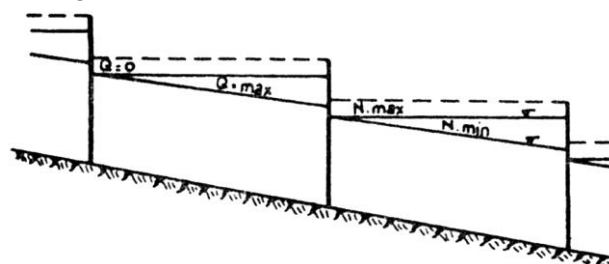
**Economia apei** constituie un alt argument care justifică necesitatea reglării nivelurilor în procesul de exploatare. În perioadele cu un consum de apă redus este necesar totuși de menținut un anumit nivel (respectiv volum de apă), cu care se pot satisface imediat eventuale cerințe survenite în aval. De asemenea, chiar la încetarea admisiei apei în rețea, rămâne un anumit volum de apă nederivat la consumatori, care nu este indicat să se evacueze, ținând seamă de eforturile tehnice și economice depuse, până la ajungerea acestei ape în bieful la care ne referim.



**Fig. 5.37.** Reglarea nivelurilor prin vane hidraulice automate, pe canalul de aducțiune a sistemului de irigație Jegălia:  
a – bief reglat; b – vană automată.

La niveluri ridicate, pericolul deversării impune prevederea unor descărcătoare laterale (deversoare, sifoane), continuate cu canale colectoare (de evacuare). Totuși, ținând seama de costul apei, nu sunt de dorit aceste descărcări laterale inutile. În acest caz, reglarea nivelurilor – care impune nivel constant în bieful analizat – se poate realiza prin descărcări în aval (bieful următor); aceasta se asigură prin instalații apte de a lăsa să treacă apa excedentară (datorită programului de distribuție imperfect, furtunilor, unor avarii etc.) ce depășește nivelul amonte impus. În această categorie intră și vanele automate tip AMIL (Neyrpic), care asigură nivelul amonte constant.

**Reglarea debitelor.** Necesitatea reglării și măsurării debitelor de apă la derivații este satisfăcută prin instalații și aparate care se bazează pe anumite denivelări între amonte și aval, în secțiunea de priză (perpendicular pe derivație). Reglarea debitelor apare, în acest caz, ca o consecință a reglării nivelurilor între două biefuri. Rezultă totodată și necesitatea împărțirii canalului în biefuri, care permit un joc al debitelor între „maxim” și „0”, consecință a variației nivelurilor: de la o poziție maximă, orizontală (când debitul este „0”), și până la o poziție minimă, paralelă la fundul canalului (când debitul specific este „maxim”), la comanda prin aval (fig. 5.38).



**Fig. 5.38.** Variația debitului ( $Q$ ) în funcție de nivelul apei ( $N$ ) (comanda prin aval).

Lungimea biefului se alege în așa fel încât dacă cota rămâne constantă la o extremitate (amonte – la comanda prin aval, și la extremitatea aval a biefului – la comanda prin amonte), denivelările maxime posibile la extremitatea opusă a biefului să se găsească în limite acceptabile reglajului.

#### 5.2.2.2. Dispozitive (mecanisme) de reglare a nivelurilor (D.R.N.), clasificarea lor

**Aspecte generale și comune ale D.R.N.** Dispozitivele de reglare a nivelurilor sunt consecința următoarelor căutări, în automatizarea rețelilor de irigații: economisirea forței de muncă; menținerea constantă, din bief în bief, a nivelului de apă; eliminarea tuturor forțelor exterioare și valorificarea (în scopul automatizării) a celor existente în instalații: presiunea hidrostatică și greutatea aparatului.



Și în acest domeniu, istoricul dispozitivelor de reglare a nivelurilor este destul de bogat, de la cele mai simple vanete folosite în orezării, până la cele mai mari și complexe instalații de barare acționate manual, mecanic, electric și mixt.

Sistemele moderne de irigații, automatizate, folosesc, la nivelul tehnicii actuale, instalațiile tip Neyrpic, rezultat al unei îndelungate și competente colaborări dintre hidraulicieni, hidrotehnicieni și constructori de aparate – dispozitive (din centrul Grenoble).

Sunt diferențiate, după atribuțiuni și amplasament următoarele dispozitive [3,4]:

*Dispozitive pentru menținerea unui nivel dat (cerut) constant:* vane AMIL (în cazul reglării nivelului amonte); vane AVIS (în cazul reglării nivelului aval, vană la suprafață liberă); vane AVIO (în cazul reglării nivelului aval, vană pe orificiu).

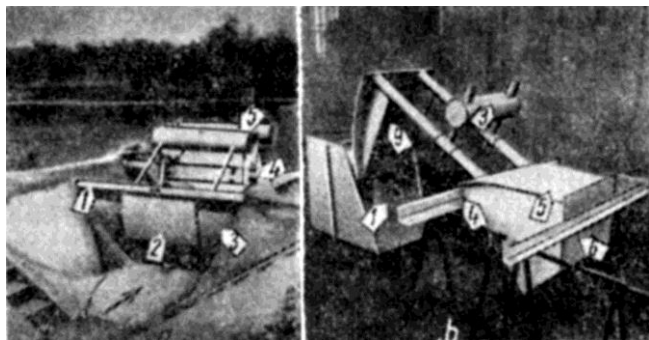
*Dispozitive pentru efectuarea unui reglaj complex:* vane mixte (după situații asigură nivelul aval constant, iar cel amonte îl reglează între anumite limite).

*Dispozitive pentru menținerea în aval a unui nivel dat (cerut) și reglabil:* vane pentru orezărie.

*Dispozitive pentru prevenirea (evitarea) revărsării unui canal:* sifoane de siguranță, deversoare laterale.

Vanele cu nivel constant din prima categorie (AMIL, AVIS și AVIO) ocupă locul cel mai important, ca volum, atribuții și efecte. Acestea reglează nivelul apei în canal (amonte – AMIL, aval – AVIS sau AVIO) la cota constantă (cvasiconstantă), independent de mărimea debitului.

Construcția celor trei tipuri de vane (AMIL, AVIS, AVIO) se bazează pe două elemente principale, în formă de sector (perfect cilindric): un tablier (șort) obturator (al scurgerii) (fig. 5.39); un flotor de comandă, ce pluteste în bieful al cărui nivel trebuie reglat.



**Fig. 5.39.** Elementele constructive principale ale vanelor automate cu nivel constant: a – Vana AMIL: 1 – flotor de demaraj; 2 – flotor; 3 – placa obturatoare, 4 – articulație; 5 – contragreutate; b – Vana AVIO: 1 – jgheab; 2 – placă obturatoare; 3 – contragreutate pentru reglare; 4 – articulație; 5 – flotor; 6 – bac comunicând cu nivelul aval.

Ambele clemente (tablierul și flotorul) sunt purtate de aceeași șarpantă, basculând în jurul axei comu-

ne, fixată la cota de reglaj (la care trebuie menținut nivelul). Reglarea se face la început, când se instalează întregul dispozitiv (vana), cu ajutorul unor contragreutăți mobile sau a unor greutăți de lezare.

Datorită formelor adoptate, tablierul și părțile laterale ale flotorului nu sunt supuse eforturilor hidraulice suplimentare; cele două cupluri, unul dat de greutatea aparatului și al doilea rezultat din împingerea ce se exercită la baza flotorului, sunt de sens opus.

### 5.2.2.3. Dispozitive pentru menținerea unui nivel dat (cerut) constant

**Vana AMIL** (fig. 5.40). Este o vană cu autoreglare hidraulică.

1) *Rol și amplasare.* Are funcția de a menține automat, la o cotă constantă, nivelul apei din bieful amonte (într-un curs de apă natural sau un canal), indiferent de variația debitului ce se scurge. Vana se amplasează transversal pe cursul de apă și oscilează, în jurul axului orizontal, de la poziția aproape închisă, pentru trecerea debitului minim, la poziția de deschidere maximă (cu minimum de pierderi de sarcină), pentru trecerea debitului maxim.

Menținerea constantă a nivelului ridicat în bieful amonte se impune în următoarele condiții și situații:

- pentru a conduce debitele derivate la distanțe cât mai mari (prin diferențe de cote) (fig. 5.41);
- pentru protejarea malurilor, atât la debitul de etiaj cât și la viituri;
- pentru a evita fluctuația debitelor pe derivații, cu fluctuația scurgerilor din amonte;
- pentru menținerea nivelurilor în lacurile naturale și artificiale, prin controlul evacuărilor;
- pentru a se evita debordările la manevrări greșite și la furtuni (vijelii) etc.

Funcționarea vanelor AMIL este automată, cu pierderi minime de sarcină și cu avantajul asigurării scurgerii depozitelor aluvionare, de pe fundul canalului.

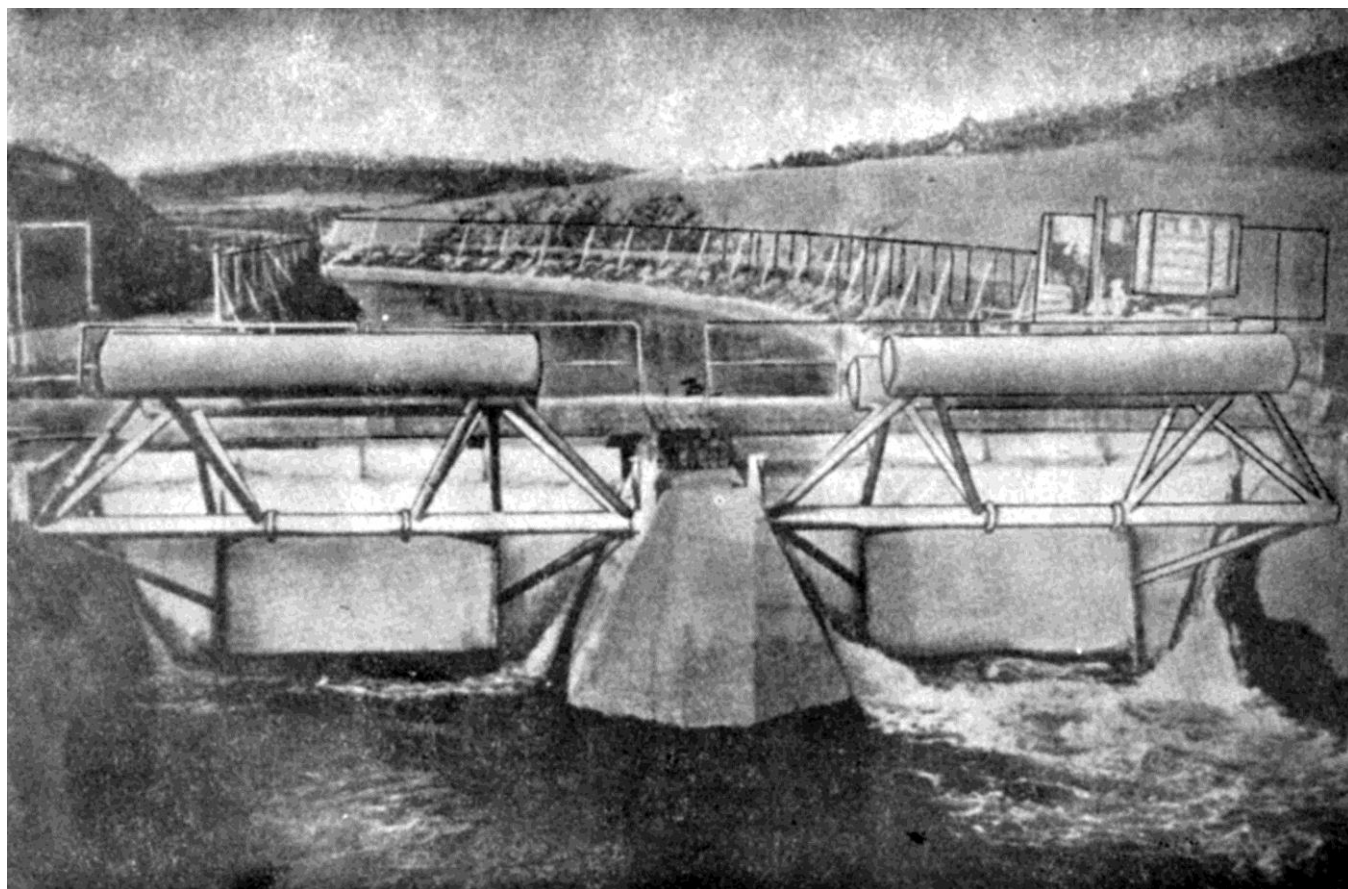
2) *Principii funcționale și condiții de echilibru.* Vana autoreglatoare AMIL se compune din (v. fig. 5.38):

- un obturator curb (placă obturatoare), la care este fixat rigid, în exterior, pe fața amonte, un bac (flotor) curb. Între partea inferioară a obturatorului și aceea a bacului plutitor există o distanță (minimum 10 cm), care permite închiderea completă a canalului (de către oblon);
- contragreutatea, ce poate glisa de-a lungul axului situat la partea opusă oblonului;
- axul vertical, de asemenea cu greutate glisantă (sau cutie fixă cu posibilități de lezare).

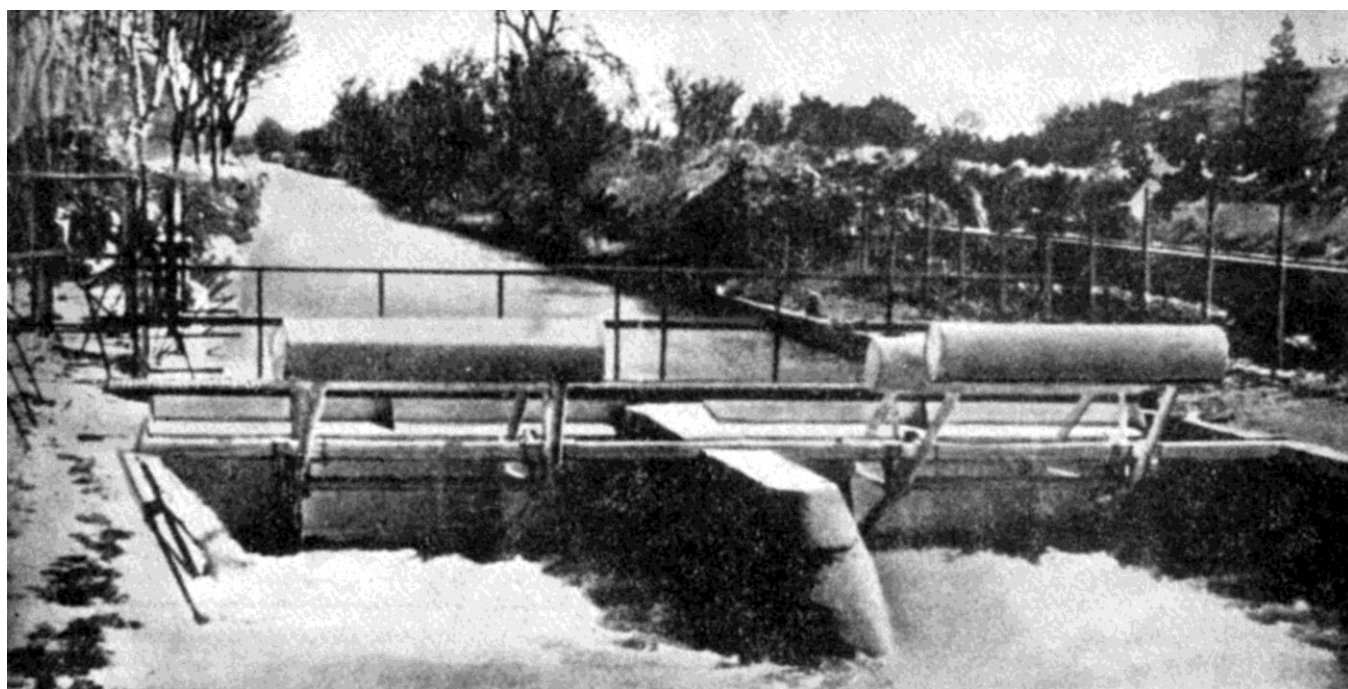
Aceste elemente sunt fixate rigid (cu excepția greutăților glisante) la o șarpantă care oscilează în jurul axului orizontal, aflat la cota de reglaj a nivelului.

În figura 5.42 se văd elementele enumerate mai sus, la vana AMIL din laboratorul Catedrei de hidroameliorații și hidraulică a Institutului Politehnic din Iași. Forțele care acționează asupra stavilei AMIL sunt

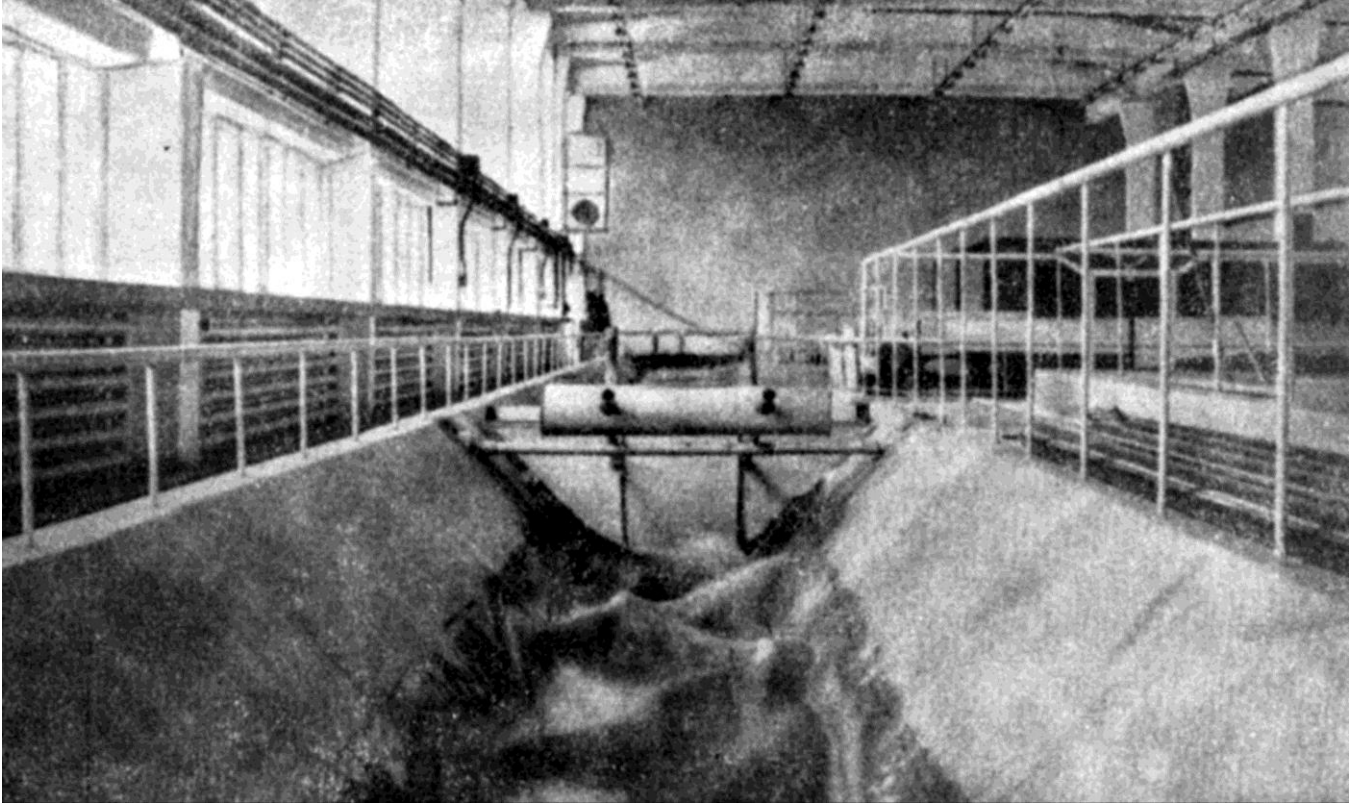
(fig. 5.43): greutatea plăcii obturatoare (tablier) și a flotorului; greutatea contragreutăților; forța ascensională – exercitată de apă asupra flotorului; forța hidrodinamică.



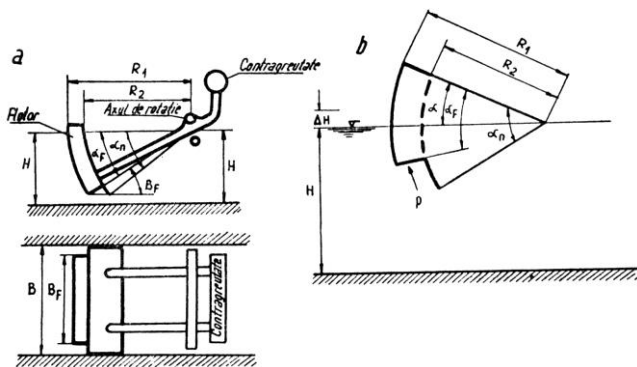
**Fig. 5.40.** Vane AMIL D560 în paralel, la sistemul de irigații Aichi (Japonia).



**Fig. 5.41.** Vane AMIL D150 în paralel (2), pe un canal de aducțiune din Franța.



**Fig. 5.42.** Vana AMIL pe canalul principal al Laboratorului de irigații și drenaje al Institutului Politehnic „Gh. Asachi”, Iași, 1975.



**Fig. 5.43.** Schema de calcul a vanei AMIL: a – secțiune și vedere în plan; b – acțiunea apei asupra vanei.

Celelalte forțe provenind din frecarea în jurul axului, greutatea cadrului de susținere, se pot neglija. Toate aceste forțe dau un moment de rotație, care pentru o poziție determinată a stavilei devine nul.

*Momentul de rotație al părții motrice* (tablier + flotor) apărut pe seama planului radial inferior, în conformitate cu figura 5.43, are expresia:

$$M = \int_{R_1}^{R_2} [B_f dR] [pR \sin(\alpha_F - \alpha) + p\Delta H] \cdot R =$$

$$pB_F \frac{R_1^3 - R_2^3}{3} \sin(\alpha_F - \alpha) + pB_F \Delta H \frac{R_1^2 - R_2^2}{2} \quad (21)$$

Acest moment al forțelor, la orice unghi  $\alpha$ , tinde să deschidă vana (pentru o creștere a nivelului de la  $H$

la  $H + \Delta H$ ). În afară de presiunea hidrostatică, debitul apei, care trece la orice deschidere a vanei, creează presiuni hidrodinamice către planul inferior radial al plutitorului și către partea inferioară a cadrului, cu tendința de a închide tablierul (oblonul).

*Momentul greutateii vanei și contragreutății.*

Centrul de greutate general al vanei (oblon cu flotor și contragreutate) se află situat între axul de rotație și oblon, pe orizontală, iar în plan vertical se poate găsi în două cazuri: A – sub axa  $00$  și B – deasupra axei  $00$ .

Pentru fiecare din aceste cazuri, în conformitate cu fig. 5.44, momentele față de centrele de greutate sunt:

$$M_A = GR_G \cos(\alpha - \alpha_G) \quad (22)$$

$$M_B = GR_G \cos(\alpha + \alpha_G) \quad (23)$$

*Condiția de echilibru hidrostatic al vanei.* Se consideră nivelul apei în amonte  $H$ ; se face momentul tuturor forțelor față de axul de rotație; se consideră stăvilarul deschis la un unghi oarecare  $\alpha$ , pentru cele două cazuri A și B. Conform figurii 5.43, b și relațiilor (21); (22); (23), avem pentru momentul din jurul axului, expresiile:

– pentru cazul A:

$$M_A = pB_F \frac{R_1^3 - R_2^3}{3} \sin(\alpha_F - \alpha) - GR_G \cos(\alpha - \alpha_G) \quad (24)$$

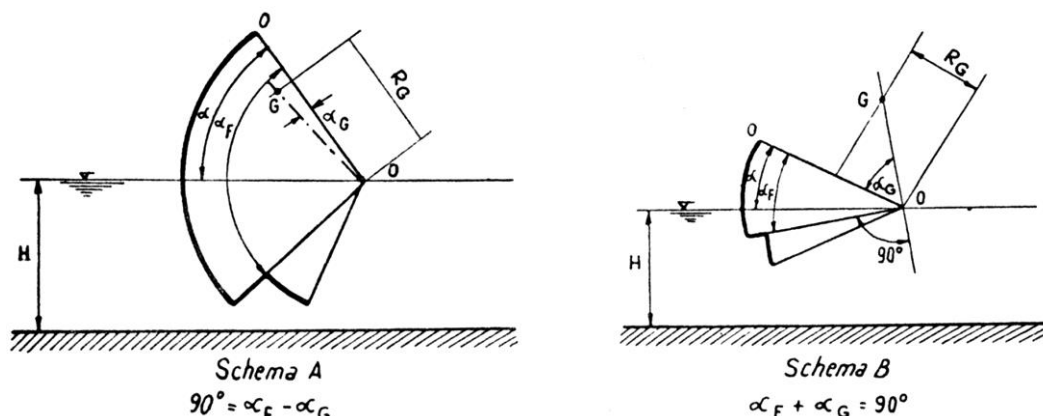


Fig. 5.44. Cazuri de plasare a centrului de greutate al vanei.

Pentru cazul A, momentul resultant poate deveni nul în următoarele două condiții:

$$pB_F \frac{R_1^3 - R_2^3}{3} = GR_G \quad (25)$$

$$\sin(\alpha_F - \alpha) = \cos(\alpha - \alpha_G) \quad (26)$$

Din condiția (26) avem:

$$\sin(\alpha_F - \alpha) = \cos(90 - \alpha_F - \alpha) = \cos(\alpha - \alpha_G) \quad (27)$$

de unde:

$$90^\circ = \alpha_F - \alpha_G$$

– pentru cazul B:

$$M_B = pB_F \frac{R_1^3 - R_2^3}{3} \sin(\alpha_F - \alpha) - GR_G \cos(\alpha + \alpha_G) \quad (28)$$

Astfel pentru cazul A, echilibrul forței de presiune asupra flotorului și forțelor greutateii pentru oricare deschidere a oblonului este imposibil.

Pentru cazul B, momentul resultant poate deveni nul în următoarele două cazuri:

$$pB_F \frac{R_1^3 - R_2^3}{3} = GR_G \quad (29)$$

$$\sin(\alpha_F - \alpha) = \cos(\alpha + \alpha_G) \quad (30)$$

Din condiția (30) avem:

$$\sin(\alpha_F - \alpha) = \cos(90 - \alpha_F + \alpha) = \cos(\alpha + \alpha_G)$$

sau

$$\alpha_F + \alpha_G = 90^\circ$$

Deci  $R_F \perp R_G$ , adică centrul general de greutate al oblonului și contragreutății este situat perpendicular pe raza care delimitează jos flotorul.

Prin respectarea acestor două condiții ale cazului B, putem avea un echilibru al presiunii ascensionale asupra flotorului și al forțelor de greutate, pentru oricare deschidere a vanei, iar nivelul apei se ridică la nivelul axului de rotație.

Deci, presiunea hidrostatică pe tablă trecând prin ax, rezultanta nu are efect asupra echilibrului.

Condițiile de echilibru (hidrostatic și hidrodinamic) ale vanei. Asupra planului inferior al flotorului acționează forța hidrostatică ascensională a apei și forțe hidrodinamice îndreptate în jos.

Mărimea forțelor hidrodinamice depinde de (v. fig. 5.43, a): razele  $R_1$  și  $R_2$ ; unghiurile  $\alpha_F$ ,  $\beta_F$ ,  $\alpha$ ; de situația de înecare în aval.

Teoretic nu pot fi luați în evidență toți factorii enumerați mai sus, dar pot fi reliefați în urma experimentărilor, pentru cazurile date.

Prin respectarea condițiilor (29) și (30), datorită forțelor hidrodinamice, avem o schimbare a nivelului apei în bieful amonte cu mărimea AH.

Dacă notăm cu  $M_{GO}$  momentul datorat forței hidrodinamice folosind relația (21), în analogie cu (28), putem găsi diferența de nivel  $\Delta H$  apărută sub efectul forței hidrodinamice:

$$\Delta H = \frac{2M_{GO}}{p \cdot B_F (R_1^2 - R_2^2)} \quad (31)$$

*Ridicarea la limită a vanei.* Pentru asigurarea funcționării stabile a vanei este necesar ca planul inferior al bacului (flotorul) să fie situat la  $(0,15-0,20)H$  mai sus decât pragul construcției.

Cel mai mare unghi teoretic ( $\alpha$ ) de ridicare al vanei (oblonul) corespunde valorii  $\alpha = \alpha_F$ . Vana ridicată la acest unghi, la creșterea maximă a nivelului apei în bieful amonte, se dereglează spre bieful aval, rămânând deschisă după scăderea nivelului apei în bieful amonte, conform relației (30). Pentru a evita aceasta, la o distanță de  $(0,10-0,15)H$  de poziția limită se montează o pedică.

*Determinarea greutateilor și centrul de greutate al contragreutății.* Greutatea  $Q_2$  și coordonatele  $X_2$ ,  $Y_2$  ale contragreutății (fig. 5.45), satisfacând ecuațiile (29) și (30), sunt funcții ale mărimilor și așezării flotorului, precum și greutateii  $Q_1$  și coordonatelor  $X_1$  și  $Y_1$  ale centrului de greutate  $dG$  al vanei.

Mărimile  $Q_1$ ,  $X_1$ ,  $Y_1$  (care se calculează în pro-

iectul vanei) pot fi modificate în construcție de către întreprinderea producătoare, cu consecințe ca la un moment dat vana să-și piardă stabilitatea. Pentru evitarea pierderii stabilității s-au prevăzut și unele anexe, ca piloți de sprijin sau lestarea flotorului.

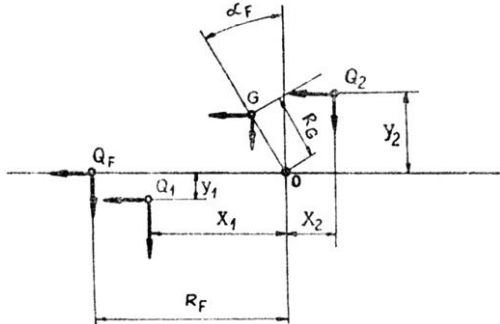


Fig. 5.45. Reprezentarea forțelor ce acționează asupra elementelor vanei.

Calculând momentele forțelor față de centrul de greutate (v. fig. 5.45 și 5.46), obținem pentru componentele după cele două direcții (X și Y) relațiile:

$$Q_F(R_F - R_G \sin \alpha_F) + Q_1(X_1 - R_G \sin \alpha_F) - Q_2(X_2 + R_G \sin \alpha_F) = 0 \quad (32)$$

$$Q_F R_G \cos \alpha_F + Q_1(Y_1 + R_G \cos \alpha_F) - Q_2(Y_2 - R_G \cos \alpha_F) = 0 \quad (33)$$

Luăm în considerație următoarea ipoteză de bază la egalitatea (25):

$$G \cdot R_G = p \cdot B_F \frac{R_1^3 - R_2^3}{3} (Q_1 + Q_2 + Q_F) R_G \quad (34)$$

Ținând seamă de ecuațiile anterioare și de figura 5.44, rezultă:

$$\frac{X_2}{Y_2} = \frac{Q_1 X_1 + Q_F R_F + G R_G \sin \alpha_F}{Q_1 Y_1 + G R_G \cos \alpha_F} = \operatorname{tg} \alpha \quad (35)$$

$$Q_2 = \frac{Q_1 Y_1 + G R_G \cos \alpha_F}{Y_2} \quad (36)$$

Ecuațiile (35) și (36) dau posibilitatea, destul de simplu, de a găsi coordonatele centrului contragreutății, de a determina greutatea contragreutății și sarcina pe tablierul obturator (oblon).

Schematizând, în concluzie, principiul funcțional al vanei cu reglarea constantă a nivelului amonte. (AMIL), după prospectul firmei constructoare (Neyrpic), rezultă (fig. 5.46) [4]:

– forța hidrostatică, pe placa obturatoare, trecând prin ax nu afectează echilibrul vanei;

– forma de sector a flotorului și poziția centrului de greutate sunt astfel stabilite încât cuplurile generate de forțele  $F$  (forța arhimediană) și  $P$  (greutatea) sunt egale și opuse pentru orice poziție a vanei, când nivelul amonte ( $N_{am}$ ) este la cota axului ( $O$ );

– dacă  $N_{am}$  se ridică, vana se deschide pentru că  $C \cdot F > C \cdot P$ ;

– dacă  $N_{am}$  coboară, vana se închide pentru că  $C \cdot F < C \cdot P$ .

Oscilarea (manevrarea) vanei în jurul axului; de rotație (de reglare) se continuă până când  $N_{am}$  ia valoarea stabilită.

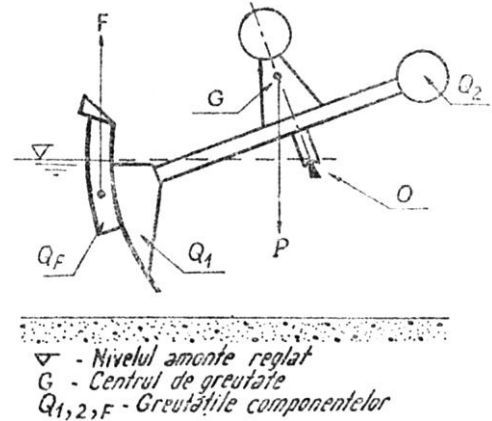


Fig. 5.48. Principiul funcțional al vanei AMIL.

3) *Caracteristici constructive și hidraulice.* Vanele autoreglatoare AMIL, ca și modulele cu mască, se construiesc din tablă, țevi și profile de oțel, asamblate prin sudură, metalizate (cu zinc) și emailate contra coroziunii.

Tablierul are o formă (în proiecție) trapezoidală înscris aproximativ într-o secțiune semicirculară. Albia canalului – trapezoidală – se racordează lin (amonte și aval) la secțiunea ușor îngustată în care basculează vana.

Indicele de dimensiune prin care se diferențiază diferitele tipuri de vane AMIL se notează cu  $D$ , reprezentând lățimea luciului apei în secțiunea de amplasare a vanei. Nivelurile amonte și aval se iau la:  $2D$  – amonte și  $4D$  – aval, față de tablierul vanei.

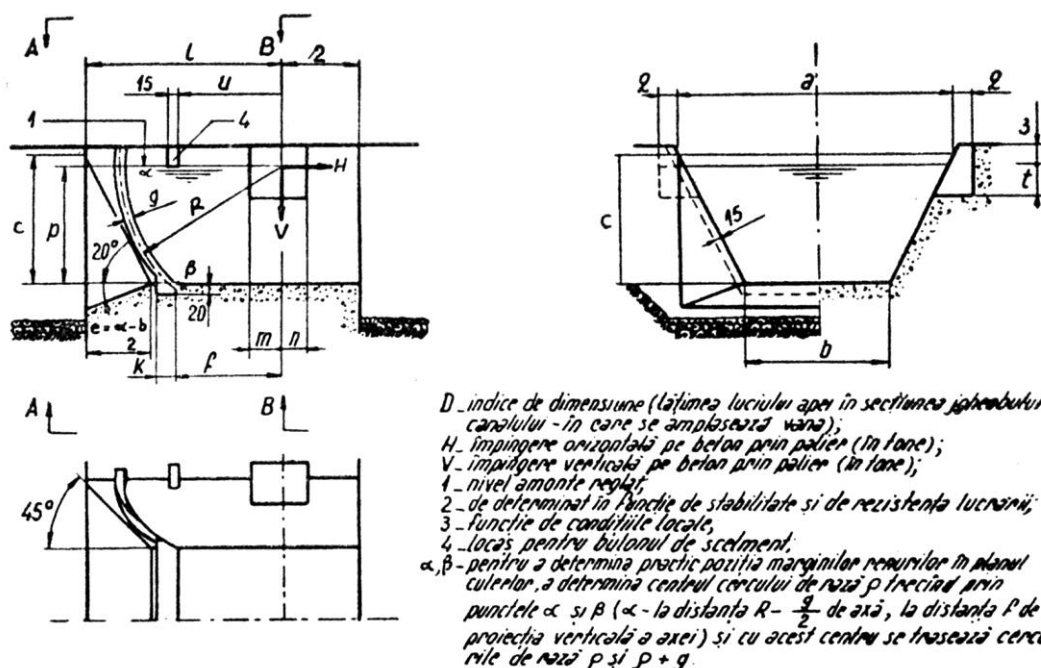
În tabelul din figura 5.47 se dau cotele lucrărilor de racordare cele mai indicate (experimentate) ca eficiență în reglarea nivelului și ca economicitate.

Din punct de vedere *hidraulic* prezintă importanță, în cazul acestor vane, legătura care se stabilește între debitele scurse prin aparat (vană) și variația nivelurilor (amonte și aval de oblonul vanei) sau, mai exact, legea: *debit* ( $Q$ ) – *pierdere de sarcină* ( $J$ ). În coordonatele logaritmice, această relație ( $Q - J$ ) este aproximativ o dreaptă (fig. 5.48).

Dacă nivelul amonte depășește cota axului cu 2%, 5% sau 10% din  $D$ , debitul maxim se majorează cu 6%, 12% sau 18%, în timp ce pierderea de sarcină crește cu 4%, 11% sau 20%.

Din punct de vedere al condițiilor de *calare*, vana cu autoreglare (AMIL) este normal calată când cota axei de articulație coincide cu aceea a nivelului amonte maxim (fig. 5.49, poziția I). Calarea în poziția II (fig. 5.49), conduce la un debit maxim superior cu 6% celui anterior.





Tip		Elementele secțiunii			Sarcină amonte	Elementele lucrării												Forțe transmise construcției	
D	R	a	b	c	p	e	f	g	k	l	m	n	q	t	u	p	H	V	
80	63	85	45	40	36	20	—	—	—	76	15	15	13	15	—	—	0,05	0,05	
90	63	95	50	45	40	22	—	—	—	76	15	15	13	15	—	—	0,05	0,05	
100	63	106	56	50	45	25	—	—	—	76	15	15	13	15	—	—	0,05	0,10	
110	63	118	63	56	50	27	—	—	—	76	15	15	13	15	—	—	0,05	0,10	
125	90	132	71	63	56	30	—	—	—	108	18	18	15	20	—	—	0,10	0,15	
140	90	150	80	71	63	35	—	—	—	108	18	18	15	20	—	—	0,10	0,15	
160	90	170	90	80	71	40	—	—	—	108	18	18	15	20	—	—	0,15	0,20	
180	125	190	100	90	80	45	86	15	30	150	23	23	16	20	—	150	0,20	0,30	
200	125	212	112	100	90	50	76	15	30	150	23	23	16	20	—	149	0,30	0,40	
220	125	236	125	112	100	55	62	15	30	150	23	23	16	20	—	148	0,40	0,40	
250	160	265	140	125	112	62	108	15	30	192	25	25	25	15	—	190	0,80	0,50	
280	160	300	160	140	125	70	87	15	30	192	25	25	25	15	—	189	1	0,80	
315	200	335	180	160	140	77	128	20	40	240	25	25	35	17	—	238	1,50	1	
355	200	375	200	180	160	87	102	20	40	240	25	25	35	17	—	236	2	1,50	
400	250	425	224	200	180	100	159	20	40	300	33	33	35	22	—	298	3	2	
450	250	475	250	224	200	112	133	20	40	300	33	33	35	22	—	295	4	3	
500	315	530	280	250	224	125	207	20	40	378	60	40	20	60	200	375	5	4	
560	315	600	315	280	250	142	175	20	40	378	60	40	20	60	200	372	8	5	
630	400	670	355	315	280	157	272	20	40	480	70	50	30	80	250	476	10	8	
710	400	750	400	355	315	175	230	20	40	480	70	50	30	80	250	472	14	10	
800	450	850	450	400	360	200	253	20	40	540	70	50	40	90	275	531	20	18	

date în cm.

cote în cm.

Fig. 5.47. Elementele și cotele lucrărilor de racordare pentru vanele tip AMIL.

Realizarea unui reglaj corespunzător al nivelului amonte cere ca nivelul aval real să fie inferior sau cel mult egal cu nivelul aval maxim, pentru a nu influența mărimea debitului, iar variația nivelului amonte, la fluctuațiile debitului sosit, să nu depășească descreșterea (decrementul) 3 figura 5.49, care este de ordinul  $D/50$  sau 2% din  $D$  (v. 3 figura 5.49).

Respectându-se principiile funcțional-hidraulice

și statice expuse anterior, în fig. 5.50 se dau (prospect Neyrpic) dimensiunile normalizate ale vanelor AMIL.

4) *Reglajul*. Are ca scop de a aduce centrul de greutate al vanei AMIL în poziție optimă de autoreglare. Această acțiune (reglajul) se întreprinde după montarea corectă a vanei, marcată prin: calarea axului de rotație la nivelul amonte cerut (dorit) și asigurarea oscilării libere a șarpantei.

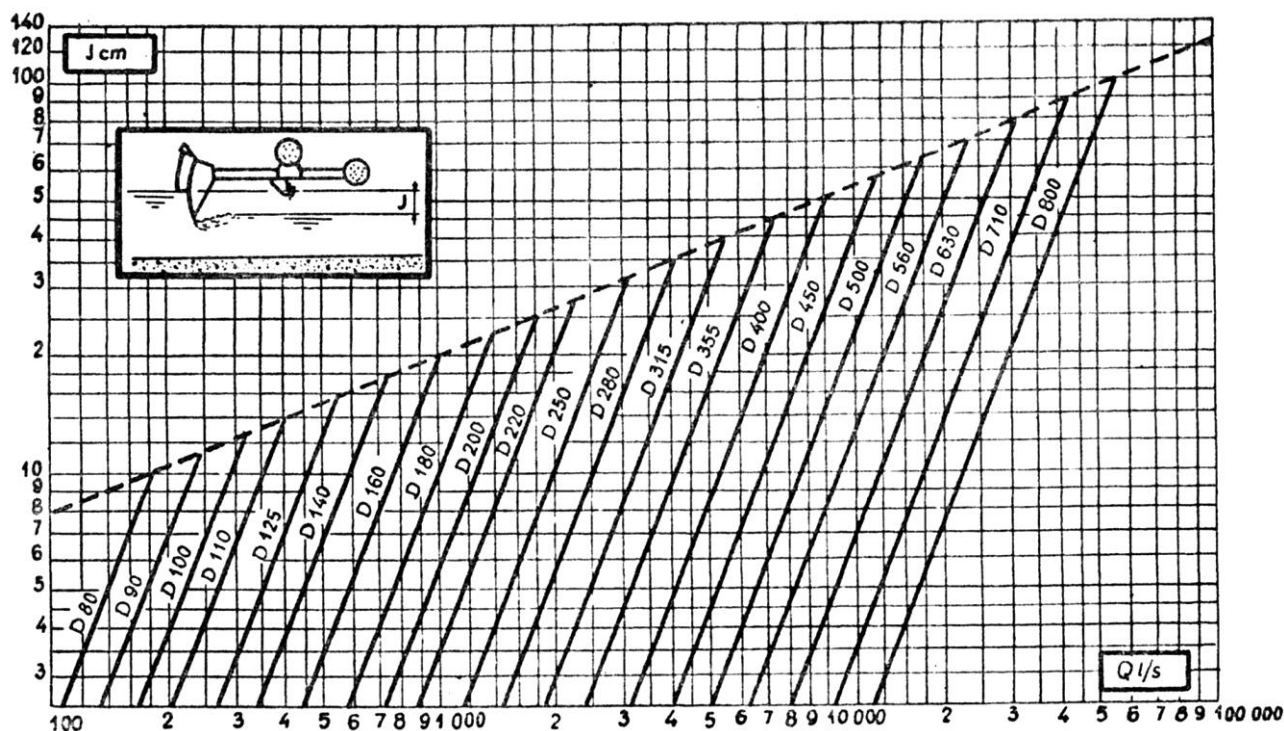


Fig. 5.48. Abacă indicând relația între debitul maxim ( $Q$ ) ce poate trece prin vana AMIL de diverse dimensiuni  $D$ , la deschiderea maximă, când nivelul amonte este menținut la cota axului de articulație și pierderea de sarcină minimă ( $J$ ).

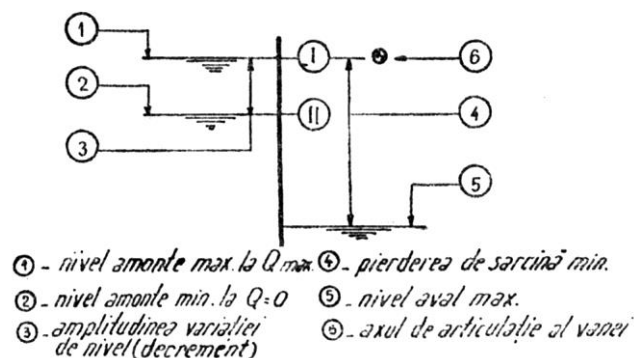


Fig. 5.49. Condiții de calare – raport de cote, pentru vana cu nivel amonte constant (AMIL).

Reglajul acestor vane se realizează în schema cunoscută sub denumirea de „reglaj în doi timpi” (fig. 5.51). Primul reglaj se face cu canalul fără apă, prin lestarea capacității (contragreutatea) din aval, până se aduce vana cu axul șarpantei în poziție orizontală (vana deschisă la maximum pentru nivelul amonte dorit, cerut constant). Al doilea reglaj, cu vana aproape închisă (se scurge un debit mic, ce reprezintă 10% din debitul normal), se face prin lestarea progresivă a capacității contragreutății amonte, când vana începe a pluti, până când nivelul apei (amonte) se va ridica până la cota dorită (cota de reglaj, egală cu cota axului vanei sau puțin mai jos).

Reglarea vanei în cele două poziții expuse în figura 5.51 s-a dovedit suficientă pentru o echilibrare și funcționare normală.

**Vane AVIO și AVIS.** Sunt vane cu nivel aval constant.

1) *Rol și amplasare.* Ambele grupe de vane (AVIO și AVIS) reglează automat nivelul apei în aval.

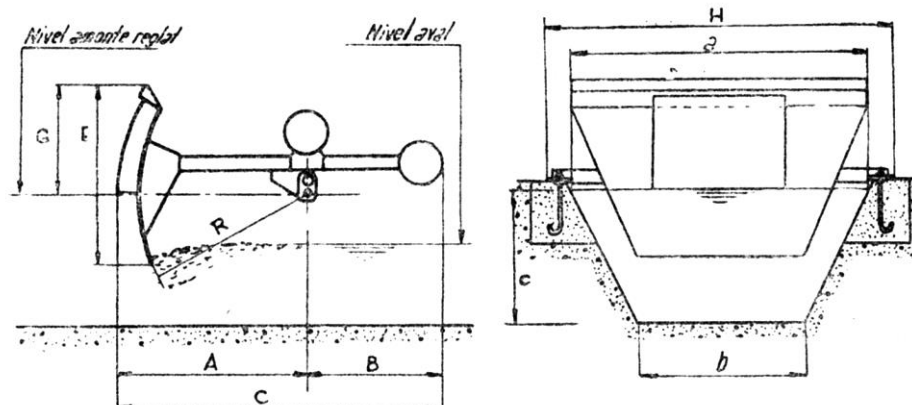
Vana AVIO se amplasează în avalul unei secțiuni de scurgere sub presiune (orificiu) pe care o controlează (prin autoreglaj), astfel ca în bieful aval să se mențină nivelul de apă constant, independent de variația nivelurilor (sarcinii) în amonte sau de variația debitului cerut în aval (v. figura 5.28).

Vana AVIS are același rol de reglare a nivelului aval, ca și vana AVIO, însă se diferențiază prin aceea că se montează pe canal cu scurgere liberă a apei, situație condiționată de ecartul redus al variațiilor de nivel în amonte de vană (v. fig. 5.24 și 5.27).

Ambele grupe de vane, fiind situate în capul canalului derivat (dintr-un râu, bazin, lac, canal de aducțiune etc.), asigură nivelul de apă dorit constant în aval, indiferent de deschiderea lor (vanelor), de poziția nivelului de apă amonte, de valoarea debitului cerut.

2) *Principii de funcționare și condiții de echilibru.* Menținerea nivelului aval constant este asigurată și în cazul acestor vane (AVIO și AVIS), ca și la vanele cu nivel amonte constant (AMIL), tot printr-o singură piesă (vana), mobilă în jurul axei de reglaj (fig. 5.53) [4].

Cum rezultă din figurile 5.52, 5.53 și aceste vane sunt compuse din aceleași trei principale părți rigidizate: tablierul (oblonul) cilindric de secțiune trapezoidală, flotorul și șarpanta cu reazemele respective (v. fig. 5.28).



Vana AMIL Tipul		Elementele constructive (vana deschisă)						Elementele secțiunii		
D	R	A	B	C	E	G°	H	a	b	c
80	63	71	51	122	45	35	101	85	45	40
90	63	71	51	122	51	36	111	95	50	45
100	63	71	51	122	58	40	122	106	56	50
110	63	71	51	122	67	45	134	118	63	56
125	90	100	71	174	71	50	151	132	71	63
140	90	100	71	174	82	56	169	150	80	71
160	90	100	71	174	96	62	189	170	90	80
180	125	140	101	241	102	63	212	190	100	90
200	125	140	101	241	118	75	234	212	112	100
220	125	140	101	241	134	85	258	236	125	112
250	160	180	116	296	144	89	303	265	140	125
280	160	180	116	296	165	104	336	300	160	140
315	200	220	145	365	180	112	375	335	180	160
355	200	220	145	365	213	134	420	375	200	180
400	250	280	185	465	234	144	478	425	224	200
450	250	280	185	465	268	168	524	475	250	224
500	315	350	228	578	290	180	540	530	280	250
560	315	350	228	578	334	210	605	600	315	280
630	400	440	285	725	362	224	677	670	355	315
710	400	440	285	725	420	262	762	750	400	355
800	450	500	340	840	460	280	870	850	400	400

(Cote în cm)

\*) este condiționat și de contragreutatea aval amonte poziția închisă

Fig. 5.50. Dimensiunile normalizate ale vanelor AMIL.

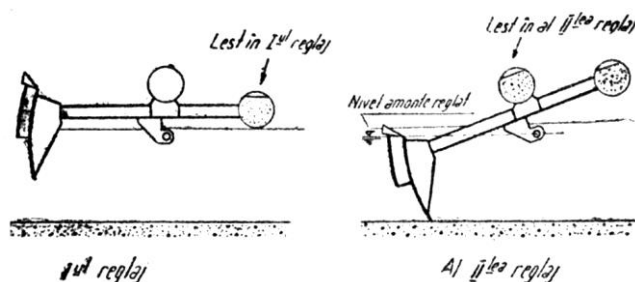


Fig. 5.51. Reglajul „în doi timpi” al vanei AMIL.

Cota axului vanei coincide cu aceea la care trebuie menținut constant nivelul apei aval de aparat.

Cu ajutorul unei contragreutăți deplasabilă pe axul vertical al șarpantei (fig. 5.53) sau cu ajutorul lestării progresive a celor două capacități (una pe șarpantă și una în flotor, v. fig. 5.52 și 5.28) se poate aduce cu ușurință centrul de greutate al vanei în poziția necesară reglării.

Funcționarea vanei urmărește să răspundă cererii de realizare a nivelului aval constant: de exemplu, dacă



debitul cerut (în aval) crește, flotorul coboară (v. figura 5.53), iar vana se deschide, permițând admisia unui debit mai mare. Întrucât prin condiția de reglaj s-a fixat axul vanei la cota nivelului aval constant, deschiderea vanei se face fără o scădere apreciabilă a nivelului sub poziția inițială (cota de reglaj – cota axului); decrementul vanei este teoretic nul.

Formele constructive adoptate pentru tablier (oblon), ca și pentru părțile laterale ale flotorului, fac ca acestea să nu fie supuse altor forțe decât celor date de greutatea aparatului și de presiunea exercitată de apă asupra bazei flotorului. Vana este deci supusă la două cupluri de sens opus (fig. 5.54 și 5.55):

*Cuplul hidraulic* ( $C_h$ ) la care este supus flotorul (eforturile exercitate asupra tablierului, trecând prin axul de rotație) nu afectează echilibrul. Dacă flotorul

are forma unui sector, cufundat în apă până la axul său, atunci:

$$C_h = \gamma \frac{L}{3} (R^3 - r^3) \sin \alpha \quad (37)$$

în care:

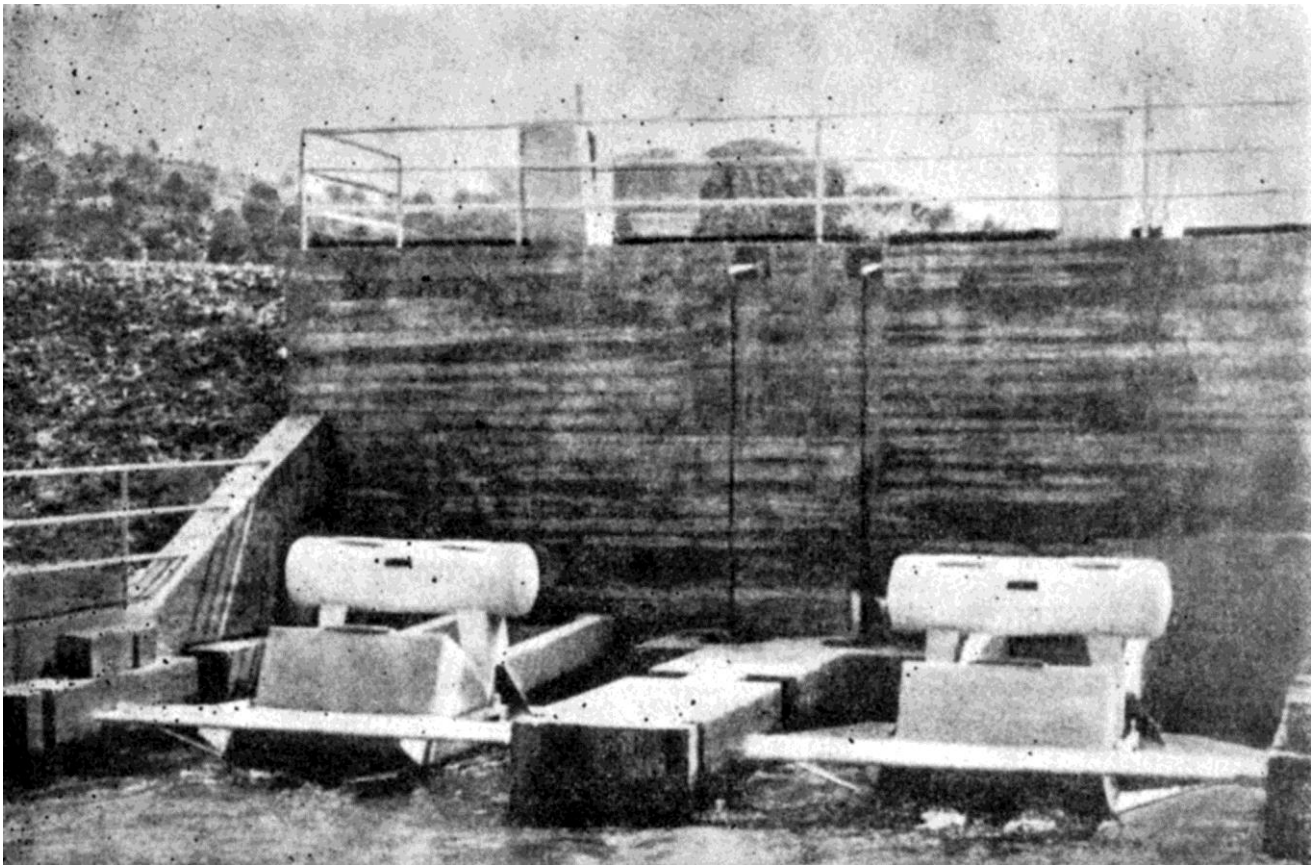
$\gamma$  este greutatea specifică a apei;

$L, R, r$  – lățimea și razele exterioare și interioare ale flotorului;

$\alpha$  – arcul submersat al flotorului.

Relația (37) este dedusă din integrarea momentului elementar  $dC_h = dF \cdot x \cdot L = \gamma \cdot x \sin \alpha \cdot dx \cdot x \cdot L$  între limitele  $r, R$ :

$$C_h = L \int_r^R \gamma \cdot x \sin \alpha \cdot dx \cdot x = \gamma \frac{L}{3} (R^3 - r^3) \sin \alpha$$



**Fig. 5.52.** Vane AVIO 140/160 ( $q = 4,5 \text{ m}^3/\text{s}$ ), pe canalul Cadenet – Basse – Durance (Franța)

*Cuplul mecanic* ( $C_p$ ), datorat greutății aparatului ( $P$ ), este:

$$C_p = P \cdot \overline{OG} \sin \beta \quad (38)$$

în care:

$P$  este greutatea vanei lestate;

$\overline{OG}$  – distanța de la centrul de greutate al ansamblului mobil ( $G$ ) la ax ( $O$ );

$\beta$  – unghiul făcut de  $\overline{OG}$  cu direcția lui  $P$ .

Echilibrul este realizat în toate pozițiile (pentru orice valoare a lui  $\alpha$ ) dacă  $C_h = C_p$ , adică:

$$\alpha = \beta, \text{ ceea ce cere ca } \overline{OG} \perp \overline{OA};$$

$$\overline{OG} = \frac{\gamma \cdot L}{P} \cdot \frac{R^3 - r^3}{3}; \text{ aceasta determină în mod}$$

unic poziția centrului de greutate ( $G$ ) pe perpendiculara indicată (v. fig. 5.54).

Situația este analoagă pentru celelalte tipuri de vane (AVIO și AMIL).

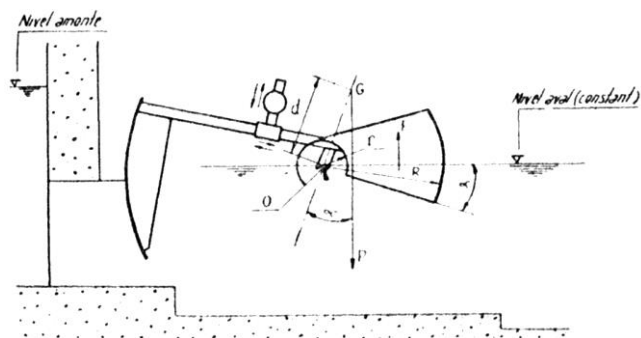


Fig. 5.53. Schema de principiu a vanei AVIO.

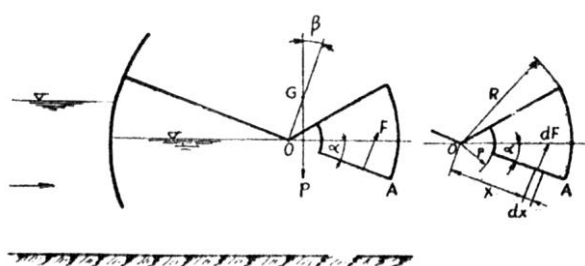


Fig. 5.54. Condițiile de echilibru ale vanei AVIS.

3) *Caracteristici constructive și hidraulice.* Din punct de vedere constructiv, figurile 5.27 și 5.28 arată elementele componente ale vanelor AVIS și AVIO, poziția acestora și raportul de cote. Pentru înțelegerea corectă a funcționării este necesară sublinierea unor aspecte constructiv-funcționale:

- *flotorul* este amplasat, la ambele vane, într-un bac (cutie), piesă fixă ce comunică cu bieful aval printr-o fantă orizontală (v. fig. 5.27) cu dublu rol: a) de a sustrage flotorul de influența perturbațiilor ce iau naștere imediat în avalul tablierului (oblonului) și b) de a amortiza oscilațiile, conlucrând la stabilirea funcționării vanei;

- *dispozitiv* (capacitate) fixat pe fața convexă a tablierului pentru vana AVIS (v. 1 fig. 5.27), aservit temporar nivelului amonte, având dublă comunicare: a) cu nivelul apei amonte, prin partea sa inferioară, care este mult lătită și b) cu atmosfera, printr-un orificiu calibrat, amplasat deasupra;

- *tablierul* (oblonul) are o secțiune trapezoidală, ceea ce îi permite desprinderea ușoară de pereții laterali (ai canalului – vana AVIS, ai orificiului – vana AVIO), atunci când începe să se ridice. În același scop (pentru o ușoară desprindere de pereți), nu se asigură o etanșare completă între oblon și pereții canalului. Vana AVIO, precedată de vana de gardă, asigură o închidere completă, când cererea de debit în aval este nulă;

- *șarpanta* (scheletul – osatura – vanei) este caracterizată de firma constructoare în 14 grupe, prin mărimea razei (cm) flotorului, între 28-280 cm. Pe fiecare tip de șarpantă se pot aplica, în general, patru tabliere diferite. Astfel, de exemplu, pe șarpanta de 90 cm (având flotorul cu raza de 90 cm) se poate aplica

(fig. 5.55 și 5.56):

- o AVIO de mare cădere 90/63, suportând o sarcină maximă de 3,60 m, deasupra nivelului aval reglat (fig. 5.55);

- o AVIO de joasă cădere 90/125, suportând o sarcină maximă de 1,80 m, deasupra nivelului aval reglat (fig. 5.55);

- o AVIS de mare cădere 90/170, suportând o sarcină maximă de 0,64 m, deasupra nivelului aval reglat (fig. 5.56);

- o AVIS de joasă cădere 90/190, suportând o sarcină maximă de 0,35 m, deasupra nivelului aval reglat (fig. 5.56).

Standardizarea acestor vane a adus importante economii în fixarea soluțiilor constructive și în simplificarea proceselor de exploatare<sup>1</sup>.

Construcția acestor vane, ca și în cazul vanei AMIL, se realizează din aceleași materiale (tablă, tuburi și oțel profilat), asamblate prin sudură și protejate anticoroziv (metalizare cu zinc prin pulverizare la cald și vopsit).

Din punct de vedere hidraulic, tratarea ambelor grupe de vane (AVIO și AVIS) este similară, firma constructoare dând condițiile și diagramele de calcul, după cum urmează [3, 4]:

Vana AVIO se caracterizează prin două dimensiuni (de exemplu, AVIO 56/25): 56 – raza exterioară a flotorului  $r$  (cm) și 25 – secțiunea de scurgere ( $\text{dm}^2$ ).

Vana de joasă cădere (1) derivă din cea cu cădere mare (2), cu următoarele consecințe:

- pentru aceeași șarpantă, (1) are un tablier cu o lățime dublă față de (2) (v. fig. 5.56);

- pentru aceeași pierdere de sarcină ( $J$ ), vana (1) admite un debit dublu față de vana (2) (fig. 5.57);

- pentru debit egal, vana (1) are o pierdere de sarcină de patru ori mai mică decât vana (2) – fig. 5.57;

- sarcina maximă admisibilă este redusă la jumătate pentru vana (1), comparativ cu (2).

În proiectarea instalațiilor automate de reglare cu vane AVIO este necesară cunoașterea următoarelor date: debitul maxim  $Q_M$ , sarcina minimă  $J_m$ , sarcina maximă la debitul zero  $J_M$ , sarcina maximă cu o pierdere de sarcină egală cel mult cu pierderea la debitul maxim  $J'_M$  ( $J'_M$  este egal cu  $J_M$  numai în cazul vanelor instalate la ieșirea dintr-un bazin; într-un canal, datorită variației nivelului apei în bieful superior,  $J'_M$  se confundă cu  $J_M$ ).

La alegerea tipului de vană trebuie să se urmărească ca trecerea debitului maxim  $Q_M$  să aibă loc cu o pierdere de sarcină egală cel mult cu pierderea de sarcină totală.

<sup>1</sup> Tipuri de vane hidraulice autoreglabile (T, D) s-au omologat și în țara noastră (1975).

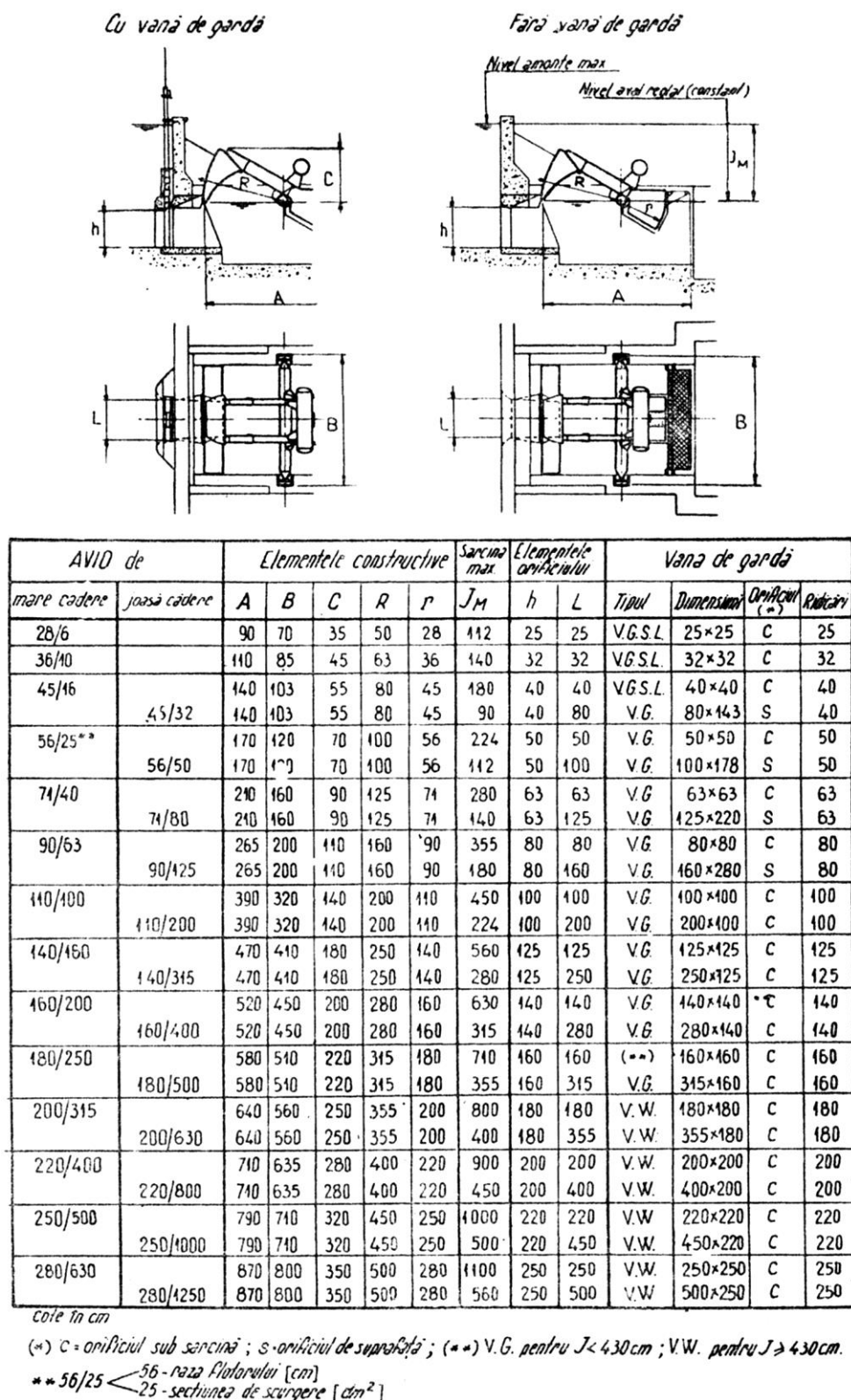


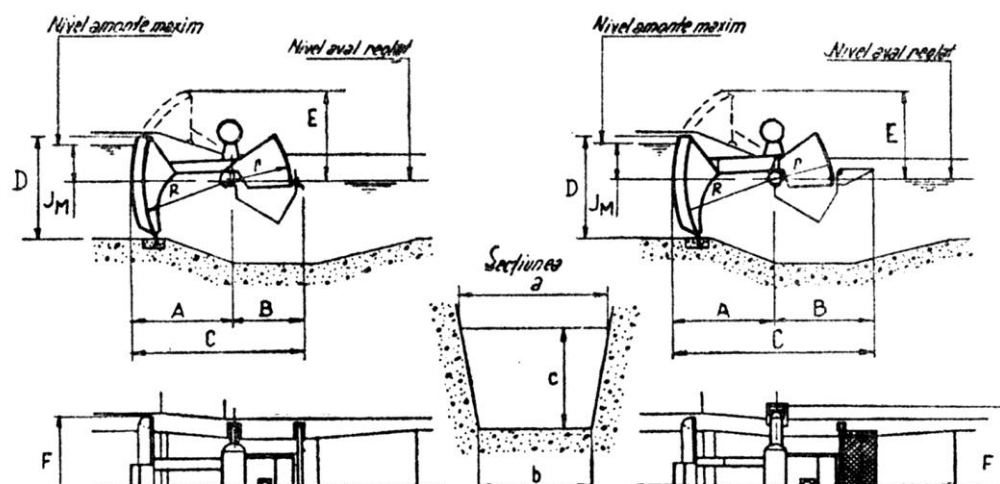
Fig. 5.55. Dimensiunile normalizate ale vanelor AVIO de mare cădere și de joasă cădere.

Fig. 5.57 redă diagrama logaritmică de calcul (dimensionare hidraulică) pentru vana AVIO, protejată de o vană de gardă; este luată în considerație pierderea de sarcină totală.

Din figura 5.57 rezultă că liniile (frânțe) ale

pierderilor de sarcină – în interiorul cărora (la stânga) se găsesc punctele reale de funcționare ( $Q$ ,  $J$ ) – sunt alcătuite din trei segmente:

– primul (ascendent) reprezintă pierderea de sarcină a vanei deschisă maxim (relația debit – presiune);



AVIS r/b		Elementele constructive									Sarcina max	Secțiunea		
mare cădere	joasă cădere	A	B	C	D	E	F	R	r	J <sub>M</sub>	a	b	c	
56/106		102	62	164	98	90	140	90	56	40	138,5	106	96	
71/132		127	78	205	123,5	110	181	112	71	50	180	132	121	
96/170	90/190	158	100	258	156	135	222	140	90	63	221	170	153,	
		180	100	280	138,5	130	237	160	90	35,5	236	190	135,5	
110/212	110/236	202	190	392	196	175	286	180	110	80	277,5	212	192	
		225	190	415	174	165	316	200	110	45	296	236	170	
140/265	140/300	252	210	462	245	215	360	224	140	100	350,5	265	240	
		282	210	492	221	205	400	250	140	56	374,5	300	216	
160/300	160/335	282	233	515	275,5	240	402	250	160	110	393	300	270	
		315	233	548	248,5	230	447	280	160	63	422,5	335	243	
180/335	180/375	315	254	569	311	270	455	280	180	125	445	335	305	
		355	254	609	276	260	505	315	180	70	476,5	375	270	
200/375	200/425	355	274	629	347	300	507	315	200	140	502,5	375	340	
		400	274	674	311	290	557	355	200	80	527	425	304	
220/425	220/475	400	302	702	392	340	571	355	220	160	553,5	425	384	
		450	302	752	348	325	631	400	220	90	590,5	475	340	
250/475	250/530	450	331	781	439	380	634	400	250	180	621,5	475	430	
		500	331	831	389	365	704	450	250	100	666	530	380	
280/530	280/600	500	360	860	490	430	713	450	280	200	701,5	530	480	
		565	360	925	435	403	793	500	280	110	748,5	600	425	

cele în cm.

Fig. 5.56. Dimensiunile normalizate ale vanelor AVIS de mare cădere și de joasă cădere.

– al doilea (orizontal) reprezentând sarcina maximă pe care poate s-o suporte vana din punct de vedere mecanic;

– al treilea (descendent – cu linie întreruptă) limitând, din condiții de stabilitate, sarcina maximă la debit maxim.

**Vana AVIS** se caracterizează, de asemenea, prin două dimensiuni (de exemplu AVIS 56/106): 58

– raza exterioară a flotorului  $r$  (cm) și 106 – lățimea secțiunii de scurgere la radier  $b$  (cm).

Vana AVIS de joasă cădere (1) diferă de cea cu cădere mare (2) cu același flotor, prin:

– (1) are tablierul mai lat și cu lățime mai redusă

comparativ cu (2), pentru a menține o presiune hidrostatică identică;

– (1) permite, pentru aceeași pierdere de sarcină, trecerea unui debit mai mare, comparativ cu (2);

– (1) admite o sarcină maximă mai mică ca (2).

În proiectarea instalațiilor automate de reglare (cu vane AVIS) este necesară cunoașterea datelor: debitul maxim  $Q_M$ , sarcina minimă  $J_m$ , sarcina maximă la debitul zero  $J_M$ , sarcina maximă la debitul maxim  $J'_M$ .

Fig. 5.58 redă (Neyrpic) diagrama logaritmică de calcul (dimensiuni hidraulice) pentru vanele AVIS. Precizările pentru vanele AVIO (inclusiv din exemplul din figura 5.57) sunt aplicabile și pentru vanele AVIS.

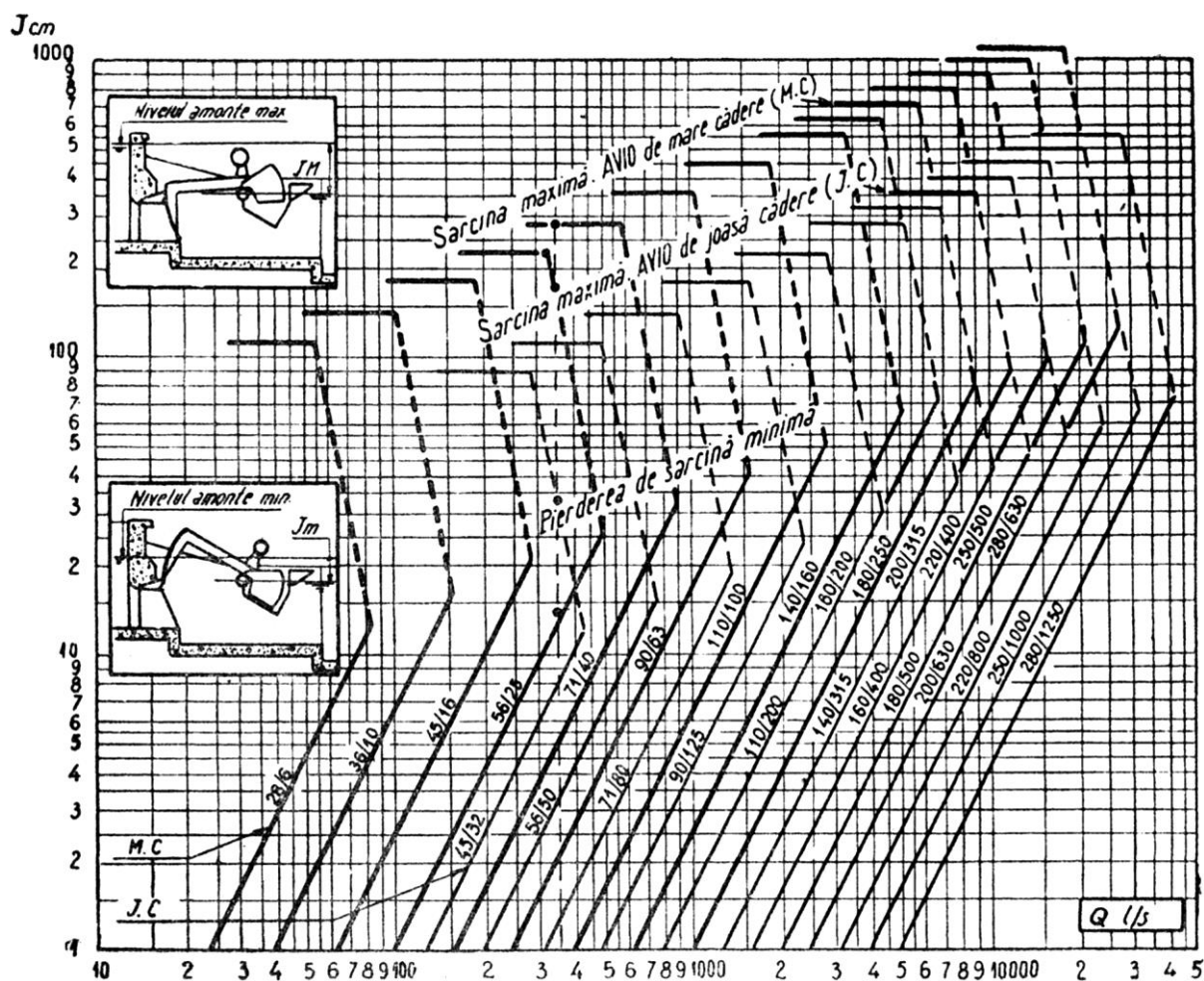


Fig. 5.57. Vanele AVIO – diagrama pierderilor de sarcină.

**Observații și exemplu:** nici un punct de funcționare ( $Q, J$ ) al unei vane nu trebuie să se găsească la dreapta liniei frânte care o caracterizează, ci numai în interiorul ei (spre stânga).

**Exemplu (Neyrpic):** pentru trecerea unui debit de 350 l/s, cu o pierdere de sarcină minimă de 14 cm, corespunde o vană AVIO de mare cădere (M.C.), ca AVIO 56/25 (punctul de funcționare „a”, aflat pe ordonata punctată, găsindu-se imediat în stânga liniei frânte), sub rezerva condițiilor pentru debitul maxim.

Exemplul de mai sus poate fi analizat pentru două cazuri (situații) diferite de amplasare a vanei și de influența ce o exercită debitul (vanei) asupra nivelului amonte:

1). Vana branșată în derivație pe un canal magistral sau la un bazin (nivelul amonte nu este influențat direct de debitul vanei; debitul maxim se obține la nivel amonte ridicat. Pentru vana adoptată AVIO 56/25, debitul de 350 l/s se poate asigura sub sarcina maximă  $J_M = 1,70$  m (punctul „b”). Dacă  $J_M$  este mai mare de 1,70 m atunci se impune alegerea unui alt tip de vană AVIO, ca de exemplu 71/10, care asigură același debit, de 350 l/s, sub o sarcină maximă de 2,80 m (punctul „c”). Dacă  $J_M$  este inferioară valorii de 0,34 în (punctul „f”, este convenabil de a se adopta un alt tip de vană: vană de joasă cădere (Jc) – AVIO 15/32, care asigură debitul de 350 l/s, cu o pierdere minimă de sarcină  $J = 8$  cm.

2). Vana amplasată pe traseul unui canal, după o lungime oarecare (nivelul amonte este în funcție de debitul vanei); debitul se va reduce la nivel amonte ridicat. Dacă în acest caz debitul vanei este mai mic de 330 l/s (punctul „d”), sarcina maximă sub care AVIO 56/25 poate funcționa este  $J_M = 2,24$  m (linia „ed”). În cazul în care sarcina posibilă a fi aplicată este superioară acesteia ( $J_M$ ), se impune adoptarea unui tip de vană AVIO superior. Aceasta se face cu multă atenție, pentru a se evita adoptarea unor vane supradimensionate care ar putea conduce la un debit mult sporit în raport cu cel normal al instalației.

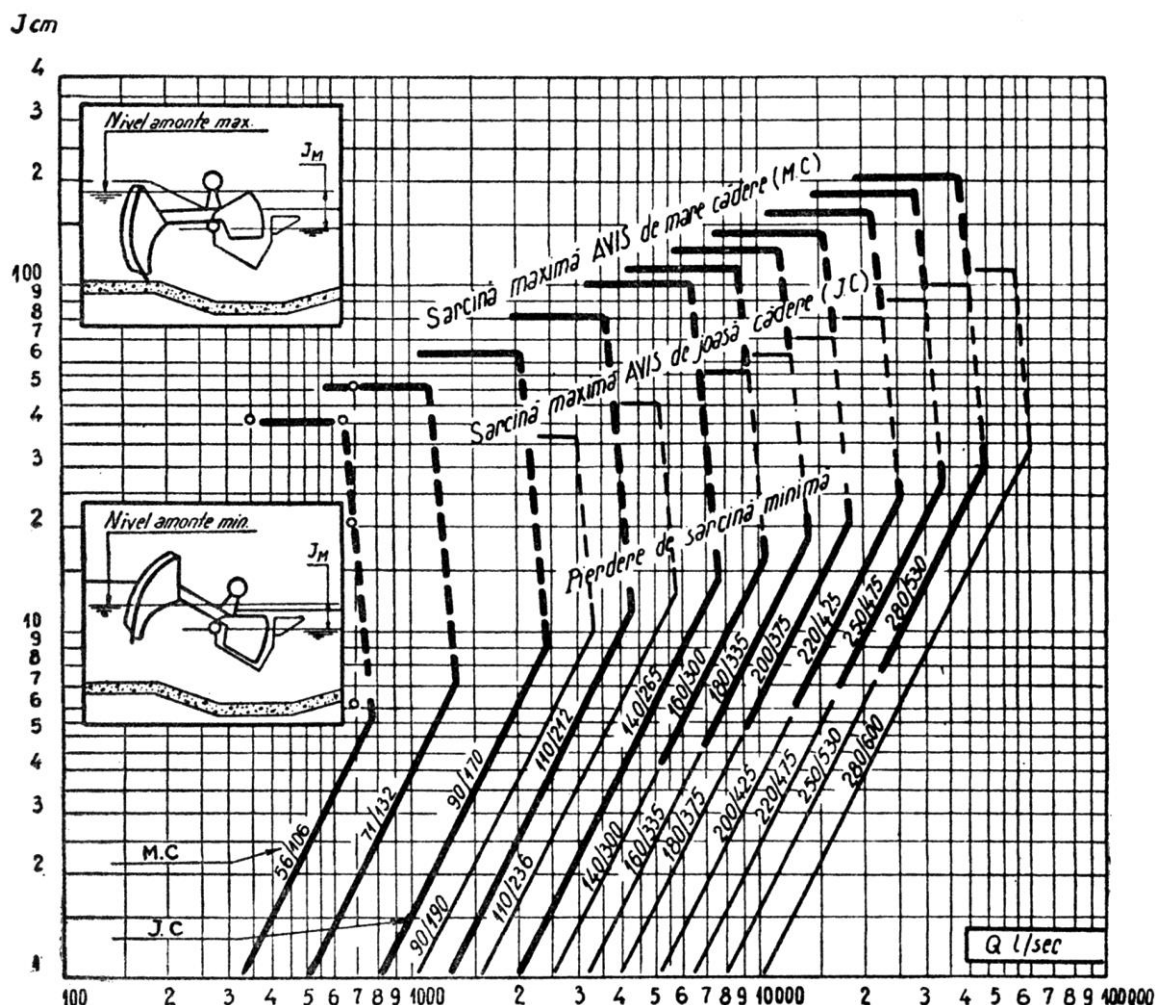
Pierderile de sarcină înscrise pe diagramă se aplică între amonte și avalul canalului (față de vană), când acesta (canalul) are aceeași secțiune ca și vana.

Dacă există îngustări de secțiune în dreptul vanei, trebuie să se adauge căderea de nivel corespunzătoare (de forma  $\frac{V_2^2 - V_1^2}{2 \cdot g}$ , unde  $V_1$  este viteza apei în secțiunea normală a canalului și  $V_2$  viteza după zona strâ-

gută). Dacă racordarea în aval este corect executată (progresivă), o parte din această scădere de nivel poate fi recuperată (în aval).

4) **Reglajul.** În cazul vanelor cu un nivel aval constant (AVIO și AVIS), scopul reglajului este același ca și în cazul vanelor AMIL: aducerea centrului de greutate al aparatului (vanei) într-o poziție optimă asigurării oscilării libere, în conformitate cu cerințele de debit în aval și variațiile de nivel amonte.





**Observații:** nici un punct de funcționare (Q, J) al unei vane, nu trebuie să se găsească la dreapta liniei frânte ce o caracterizează.

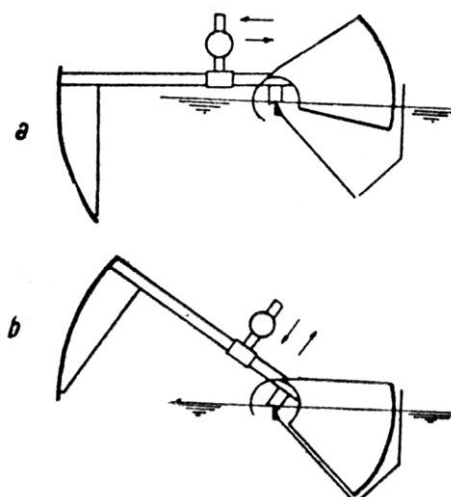
**Fig. 5.58.** Vanele AVIS – diagrama pierderilor de sarcină.

În acest scop, vana poate fi echipată, după dimensiuni, fie cu o contragreutate, dispusă pe șarpantă, putând fi deplasată după două direcții perpendiculare (fig. 5.59, a, b), fie cu două camere cu lest, una din flotorul vanei și cealaltă deasupra șarpantei (fig. 5.60, a, b), în direcție verticală.

Pentru ambele variante, echilibrarea vanei se face pe două direcții (idem vanei AMIL), pentru ca reglajul să fie considerat realizat (reglaj „în doi timpi”).

Reglajul prezentat în figura 5.59, a (cu vana închisă): se umple cu apă bazinul în care s-a montat vana, până la axul de articulație; contragreutatea se deplasează orizontal (dreapta, stânga), până când vana rămâne nemișcată, aproape de poziția „închis” (timpul I).

Reglajul prezentat în fig. 5.59, b (cu vana deschisă): se verifică poziția de echilibru a vanei închise, cu contragreutatea în poziția din fig. 5.59, a (capetele șuruburilor de calaj să fie deasupra luciului apei); se deplasează contragreutatea în direcția perpendiculară (sus, jos) pe precedentă (timp I), până ce vana rămâne nemișcată în vecinătatea poziției „deschis” (timpul II).

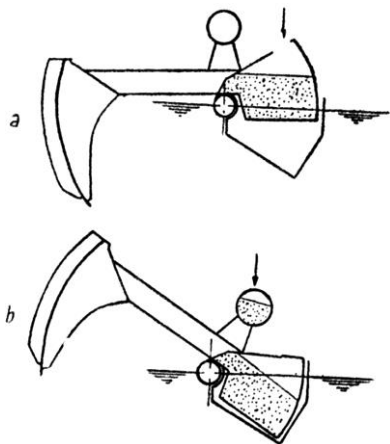


**Fig. 5.59.** Reglajul vanelor cu nivel aval constant, cu contragreutate; reglaj în doi timpi: a – primul reglaj cu vana închisă; b – al doilea reglaj cu vana deschisă.

Reglajul prezentat în figura 5.60, a (cu vana închisă): se stabilește nivelul aval la cota axului de articulație; se încarcă cu lest cutia flotorului până ce vana

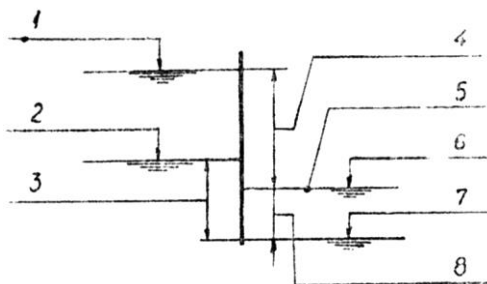
prezintă tendința de deschidere, în vecinătatea poziției „închis” (timpul I).

Reglajul prezentat în figura 5.60, *b* (cu vana deschisă): se verifică poziția de echilibru a vanei închise (din timpul I); pentru un nivel amonte minim se deschide vana, încărcându-se cu lest cutia superioară. În apropierea deschiderii „maxime” se verifică echilibrul cu lestul din cutia superioară (timpul II).



**Fig. 5.60.** Reglajul vanelor cu nivel aval constant cu ajutorul camerelor de lestare; reglaj în doi timpi: *a* – primul reglaj cu vana închisă; *b* – al doilea reglaj cu vana deschisă.

Reglajul din timpul II, pentru ambele vane (figurile 5.59 și 5.60), nu modifică pe cel din timpul I. Cum s-a menționat anterior, reglajul după cele două direcții (timpul I, II) este suficient pentru a asigura echilibrul vanei între pozițiile extreme „închis” și „deschis”. Între cei doi timpi de reglaj (I și II) apar mici diferențe de nivel, cunoscute sub denumirea de „decrementul” vanei. Figura 5.61 prezintă schematic cotele de calaj în care se reliefează și decrementul (8), care poate crește în unele cazuri (defavorabile) cu  $r/10$  ( $r$  fiind raza flotorului).



**Fig. 5.61.** Reglarea vanelor – raportul de cote pentru vane cu nivel aval constant: 1 – nivel amonte max. cu  $Q = 0$ ; 2 – nivel amonte min. cu  $Q_{max}$ ; 3 – sarcină minimă = pierderea de sarcină totală în vana racordată în construcție; 4 – sarcină maximă; 5 – axa vanei; 6 – nivel aval reglat cu  $Q = 0$ ; 7 – nivel reglat cu  $Q_{max}$ ; 8 – decrementul.

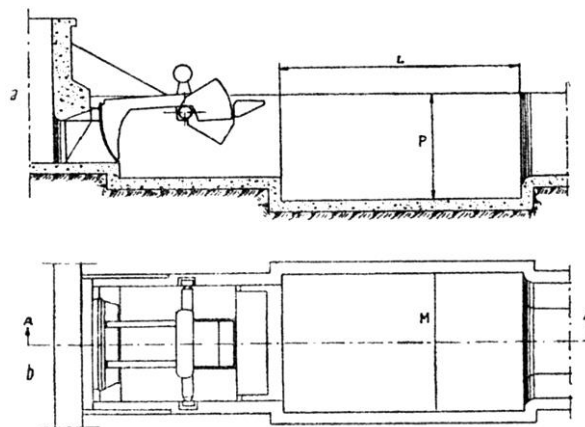
Condițiile de echilibrare pentru o funcționare corectă – automată și lejeră (fără posibilități de înțepănire ș.a.) – a acestor vane fac ca acestea (vanele) să nu

poată avea și rolul de închidere etanșă a scurgerii, pe lângă acela de dispozitive de reglaj.

Vanele AVIO (care funcționează pe un orificiu sub presiune) sunt dublate de *vane de gardă*, care asigură închiderea etanșă.

5) *Instalații complementare vanelor AVIO.* Vanele AVIO, specifice derivațiilor cu variații mari de nivel amonte, primind apa prin orificii sub presiune, necesită două instalații suplimentare (comparativ cu AVIS): bazin de disipare a energiei și vană de gardă.

*Bazinul de disipare a energiei* (fig. 5.62) are o formă paralelipipedică și este amplasat imediat după vană. Asigurarea disipării energiei chiar în instalație are scopul menținerii nivelului constant aval de vană, în cazul scurgerii apei prin aparat dintr-un orificiu cu presiune (vana AVIO).



**Fig. 5.62.** Bazin de disiparea energiei pentru vane AVIO: *a* – secțiunea A – A; *b* – plan.

Energia maximă ce trebuie disipată este proporțională cu produsul  $Q_M \cdot J_M$  (în care  $Q_M$  este debitul maxim, în  $m^3/s$  și  $J_M$  – sarcina în instalație). Energia disipată, raportată la unitatea de volum, poate să fie cu atât mai importantă cu cât sarcina este mai mare. Volumul minim  $V$  ( $m^3$ ) al bazinului disipator de energie poate fi definit prin relația:

$$V = L \cdot M \cdot P = 21,2 \cdot Q_M \sqrt{J_M} \quad (39)$$

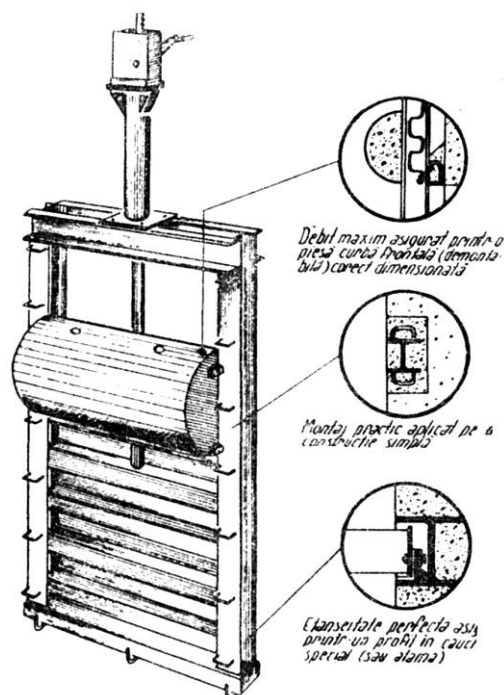
Proporțiile aproximativ optime între dimensiunile bazinului  $L, M, P$  ( $L$  – lungimea,  $M$  – lățimea și  $P$  – adâncimea, în m) sunt:

$$L \approx 3M \approx 4,5P; \quad L \approx \sqrt[3]{13,5 \cdot V}$$

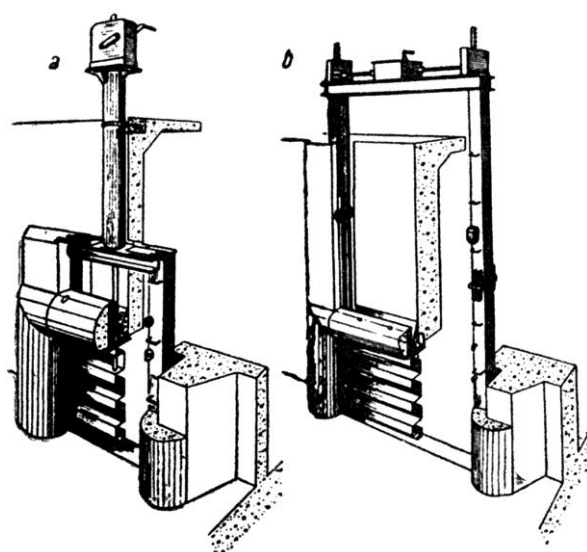
*Vana de gardă* (v. fig. 5.28), realizând închiderea perfectă a prizei de apă, asigură controlul scurgerii apei prin derivația echipată cu module cu mască și vane AVIO. Întreprinderea Neyrpic a realizat în acest scop tipul de *vană glisantă* pentru orificii mari și pentru orificii mici (fig. 5.63 și 5.64).

Vana este tip monobloc, formată dintr-un cadru fix, un tablier din tablă de oțel, pliată cu întărituri laterale, prevăzute cu două glisiere cu garnituri etanșe; un suport frontal pentru menținerea cricului (cu cre-

malieră). Prin construcția sa (monobloc) efortul de manevră este repartizat cadrului fix (al vanei), fără transmisie asupra construcției din zidărie.



**Fig. 5.63.** Vană de gardă glisantă VG 800x800.  
Înălțimea pasarelei  $H = 2,40$  m.



**Fig. 5.64.** Exemplu de vane glisante în sarcină (V.G.) pentru orificii mari: a – V.G. de formă pătrată, cu cricul central suportat pe un stâlp mic tubular; b – V.G. de formă rectangulară (cu lățime mare), cu cricurile laterale manevrate printr-un mecanism central.

Se diferențiază după adâncimea apei: vane glisante sub sarcină (V.G.) și vane glisante de suprafață (V.G.s.).

Dimensiunile normalizate ale vanelor pentru orificii sub sarcină (V.G.) sunt date în tabelul 5.3.

Pe lângă vanele de formă pătrată (tab. 5.3.), există și altele de formă rectangulară (fig. 5.64), cu limite de 3150 x 1600 mm, având pasarela la înălțimea de maximum 6 m.

Pentru orificiile mici, firma Neyrpic a realizat, de asemenea, vane glisante, cu deschideri de 15 x 15 cm, 20 x 20 cm, 30 x 30 cm, 40 x 40 cm (fig. 5.65).

#### 5.2.2.4. Dispozitive pentru efectuarea unui reglaj complex

**Vane mixte** (fig. 5.66) [3]. Aceste vane, după cum le arată denumirea, au rol mixt – dublu reglaj: mențin în mod normal nivelul aval la cota constantă (ca și vanele AVIO și AVIS) și în caz de creștere sau lipsă, abandonând nivelul aval, reglează nivelul amonte fie la o cotă maximă, pentru a împiedica deversarea, în caz de creștere, fie la o cotă minimă, pentru a împiedica secarea canalelor, în caz de lipsă de apă.

Vanele mixte sunt adoptate îndeosebi în cazul regimului tranzitoriu de scurgere: debit prelevat succesiv superior și inferior celui de aducțiune. Aceste vane permit utilizarea biefurilor succesive, ca bazine compensatoare.

Pentru a putea realiza dublul reglaj, instalația este compusă din două părți complexe, dispuse pe același ax de reglaj (fig. 5.67):

– prima parte (tablierul – oblonul vanei,  $T$ ), instalată pe canalul respectiv, prin care se delimitează cele două biefuri: amonte ( $B$ ) și aval ( $J$ );

– a doua parte (flotorul de comandă dublu  $F_{c1}$ ,  $F_{c2}$ ), situată într-un bac lateral, compartimentat în două sectoare ( $B_{11}$  și  $B_{12}$ ). Sectorul superior ( $B_{12}$ ) este prevăzut cu un pre-bac ( $P_b$ ), de care-l separă diafragma, în al cărui perete se află orificiul cu vană  $E$ .

Între canalul prin care are loc scurgerea, care trebuie reglată prin tablierul ( $T$ ) vanei, și bacul lateral ( $B_{11}$ , 2), în care plutește flotorul dublu ( $F_{c1}$ , 2), sunt realizate legături, prin sistemele de conducte ( $A$ ,  $I$ ,  $K$ ), orificii și deversoare ( $E$ ,  $D$ ,  $C$ ,  $H$ ), care asigură reglarea (jocul) nivelurilor la cotele dorite (necesare, impuse).

Dublul flotor lateral este format din două elemente de aceeași formă ( $F_{c1}$  și  $F_{c2}$ ), fixate pe același ax cu tablierul sector ( $T$ ) al vanei.

**Tabelul 5.3.** Dimensiuni normalizate pentru V.G., la orificii mari pătrate

Dimensiuni normalizate ale orificiilor [mm]	500 x 500	630 x 630	800 x 800	1000 x 1000	1250 x 1250	1400 x 1400	1600 x 1600	Vane vagon (vw)				
								1800 x 1600	1800 x 1800	2000 x 2000	2200 x 2200	2500 x 2500
$H_{max}$ (m)	10	10	10	10	10	8,10	6,20	După „cerere”				



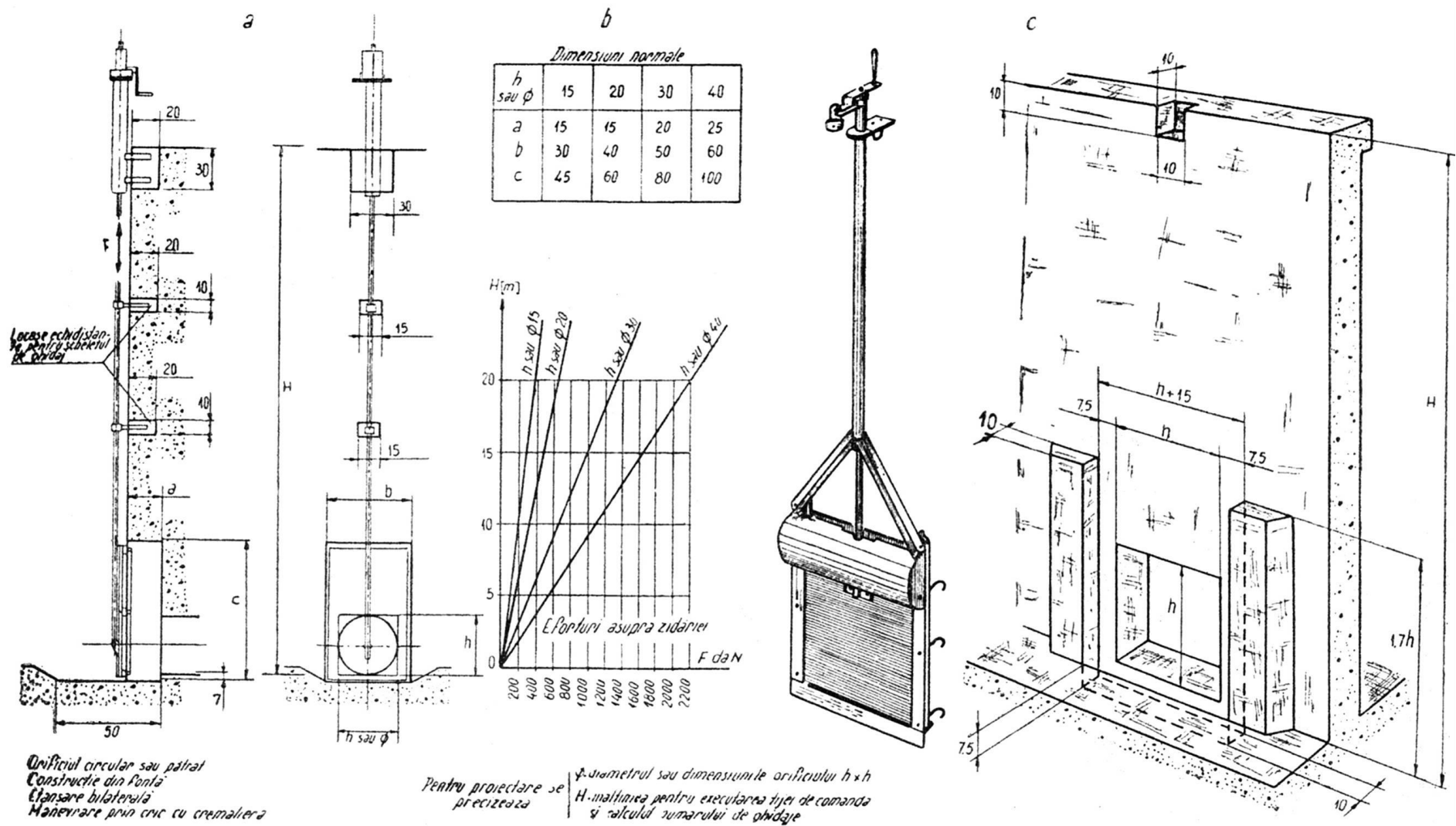


Fig. 5.65. Exemple de vane glisante în sarcină (V.G.) pentru orificii mici

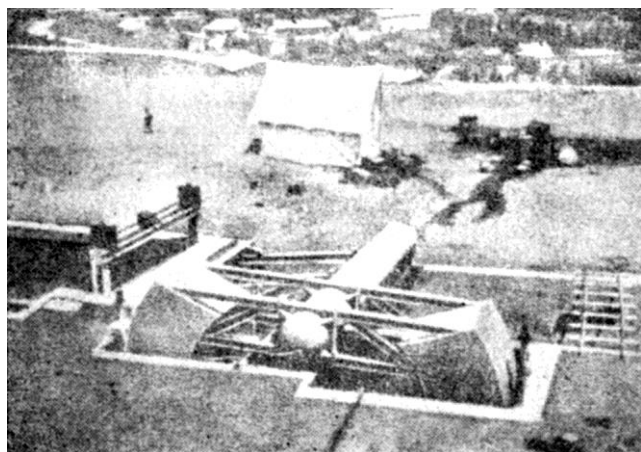


Fig. 5.66. Echiparea unui canal de irigație (Beni-Moussa, Maroc) cu vană mixtă.

Se realizează astfel un sistem în echilibru, care asigură gradul de deschidere și diferență „ $d$ ” de niveluri dintre cele două bacuri ( $B_{11}$  și  $B_{12}$ ). Această diferență „ $d$ ” trebuie să se mențină constantă.

Funcționarea mixtă a acestei instalații este asigurată prin realizarea unei variații (unui joc) adecvate a nivelurilor.

Funcționalitatea vanei mixte (v. fig. 5.66 și 5.67.) pentru cele trei situații posibile, este următoarea (prospect Neyrpic) [3]:

În *mers normal*, bacul amonte ( $B_{12}$ ) este alimentat din pre-bac ( $P_b$  – legat prin conducta  $A$  cu bieful amonte al canalului  $B$ ), prin priza diafragmei  $E$ . Nivelul  $G$  al bacului amonte ( $B_{12}$ ) este menținut la o cotă constantă prin deversorul lateral  $H$ . Vana oscilând (acționând), pentru a menține constantă denivelarea între cele două bacuri, reglează nivelul aval  $J$  la o cotă constantă, situată la o distanță  $d$  (cm) sub deversorul  $H$  ( $d$  fiind direct proporțional cu valoarea cuplului creat de contragreutatea  $F$ ).

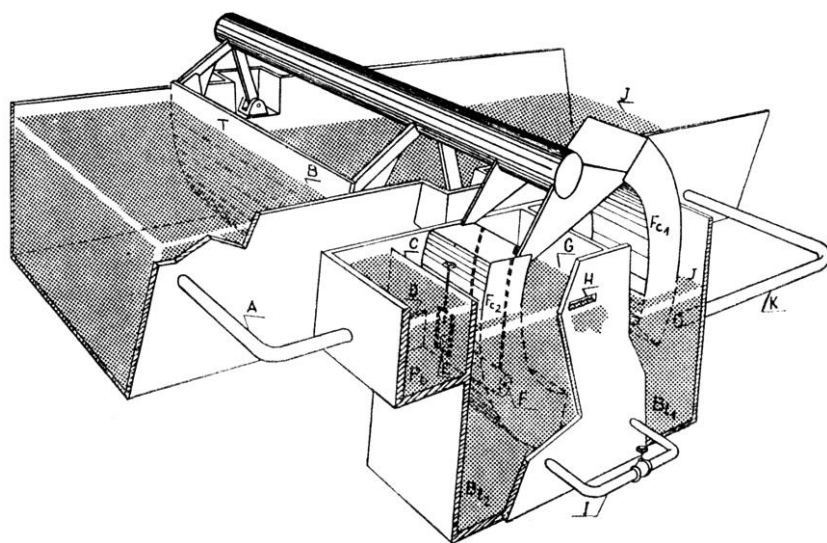


Fig. 5.67. Elementele constructiv-funcționale ale vanei mixte.

În cazul lipsei de apă (sau când canalul înregistrează pierderi de apă) și nivelul coboară sub deversorul  $D$ , priza diafragmei  $E$  nu mai poate fi alimentată. Nivelul în bacul amonte scade, datorită scurgerii prin  $I$ . Făcând să scadă paralel nivelul apei în bacul aval, tablălierul ( $T$ ) vanei se închide.

În cazul nivelului amonte ridicat, când atinge cota maximă (impusă de excedentul de apă, sau de cerințe), creșterea alimentează deversorul  $C$ , care bypass-ează (vană-robinet cu dublă cale) priza diafragmată  $E$ . Supraalimentarea, care are loc în bacul amonte, neputând fi descărcată prin deversorul cu mască  $H$ , conduce la ridicarea nivelului în acest bac (amonte). Făcând să crească paralel și nivelul bacului aval, vana (tablălierul  $T$ ) se deschide, cu atât mai mult cu cât debitul de creștere este mai important.

**Reglarea.** Vanele mixte se reglează asemenea vanelor prezentate anterior (AMIL, AVIO și AVIS), în procedeul în „doi timpi” și cu completarea reglajului (și tarării) vanetelor și circuitelor de apă în bacuri ( $D$ ,  $E$ ,  $C$ ,  $H$ ,  $A$ ,  $I$ ,  $K$ ).

#### 5.2.2.5. Dispozitive pentru menținerea în aval a unui nivel dat (cerut) și reglabil

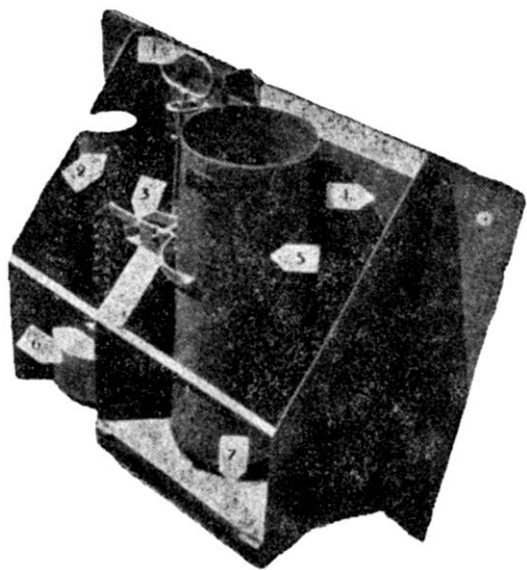
**Vane tip RIZIERA.** Aceste vane mențin constant sau reglează la cote dorite nivelul apei în aval, oricare ar fi nivelul în amonte (în canalul de distribuție-repartiție) și consumul (prin evaporare, scurgere sau infiltrație) în aval (de exemplu, în parcelele de orez), motiv care le justifică denumirea de „vane pentru orezării” (fig. 5.68).

Aceste vane cu reglare „prin aval” sunt simple în construcție și exploatare, sensibile, precise, lipsite de aparate mecanice de închidere. Forțele hidraulice sunt singurele ce le acționează, la cotele de reglaj stabilite de către beneficiar, în funcție de înălțimea stratului de in-

undare necesar în parcele, impus de stadiul de vegetație. Intensitatea precipitațiilor și rapiditatea evaporăției, traduse prin scăderea nivelului de apă pe parcele, sunt imediat acoperite în urma admisiei automate a apei, prin vana rizieră, la cota de reglaj.

Această vană fiind monobloc, similară din punct de vedere constructiv celor prezentate anterior, cu încastrarea în pereții (din pământ) al canalului de alimentare spre parcelă (sau lanțul de parcele), asigură admisia și reglarea după schema:

– flotorul (6), aflat la nivelul de reglaj al apei din parcelă, comandă (cu ajutorul brațului (3) și al contragreutății (2)) cilindrul vertical obturator (5) care prin ridicare sau coborâre asigură admisia debitului de apă necesar menținerii nivelului de reglaj;



**Fig. 5.68.** Vană rizieră văzută din aval: 1 – comandă prin by-pass; 2 – contragreutăți de compensație; 3 – braț; 4 – tablier (oblon); 5 – cămașă obturatoare (cilindru vertical); 6 – flotor; 7 – prag deversant.

– apa pătrunde din canalul de aducțiune în parcela de orez pe următorul traseu: canal → deversor, aflat în tablierul (4), → conducta cu cot → deschiderea circulară dispusă într-un plan orizontal → deflectorul fix din cilindrul obturator (5), care transformă jetul de apă într-o lamă orizontală → pragul deversant (7) → parcelă;

– cilindrul vertical obturator (5) este suficient de înalt pentru a întrece în toate situațiile nivelul amonte al apei din canalul de alimentare; acest cilindru obturator este aservit nivelului de reglat prin jocul flotorului (6), care la rândul său este comandat de nivelul de apă necesar a fi reglat în parcelă, ca și prin judicioasa dispunere a contragreutății (2);

– o trecere directă, comandată printr-o vanetă de mână, permite, dacă este cazul, accelerarea umplerii inițiale a parcelei;

– nivelul de reglat se poate modifica prin acțiunea asupra lungimii lanțului care ține flotorul (6);

– în sezonul mort, vana se demontează și se depozitează; dezmembrarea și transportul sunt ușoare;

– vana rizieră completează ansamblul instalațiilor ce concurează la realizarea unui sistem de reglare hidraulică la comandă „prin aval”, fiind element final al rețelei de irigație deschisă automată.

#### 5.2.2.6. Dispozitive pentru prevenirea (evitarea) revărsării unui canal

La reglarea nivelurilor de apă în biefuri, instalațiile laterale de securitate, sifoanele-deversoare de securitate (fig. 5.69) și deversoarele laterale (v. fig. 5.75) pot aduce o contribuție importantă, ajutând pentru o pe-

rioadă de timp vanele de nivel constant (amonte, aval, mixte). Aceste dispozitive, fiind specifice „reglării nivelurilor”, vor fi prezentate în continuare în ordinea importanței și locului pe care le ocupă în tehnica modernă a irigațiilor.

**Sifoane deversoare.** Sifonul de securitate are rolul de a evacua într-un canal (de evacuare) excesul de debit ce depășește nivelul normal în bieful unde este plasat.

În mod curent, evacuatorii clasici ai lacurilor de acumulare și ai canalelor de aducțiune, pentru debitele ce depășesc nivelurile asigurate, sunt realizați sub formă de *deversoare libere* cu stavile de reglare a nivelurilor. În ultimul timp se bucură de o extindere mai mare *deversoarele în sifon*, cu funcționare automată [3, 4].

Deversoarele libere, simple în proiectare și execuție, prezintă greutăți în exploatare și întreținere, datorită frontului larg de deversare și dificultății manevrării stavilelor.

Sifoanele-deversoare (deversoarele în sifon) sunt superioare deversoarelor libere prin avantajele pe care le prezintă:

– front mic de deversare;

– eficiență ridicată, întrucât debitul unitar evacuat prin sifonul-deversor este în funcție de căderea  $h$  și nu de lama deversantă  $\Delta h$  (fig. 5.70), care se menține numai la câțiva zeci de centimetri;

– jucând același rol ca un deversor de preaplin, sifoanele deversoare sunt în același timp de 40-50

ori mai puțin jenante (ca spațiu și cost), comparativ cu deversoarele libere, pentru același nivel și debit de evacuat;

– amorsare progresivă și totodată rapidă;

– funcționare automată și securitate totală, neavând piese mobile de întreținere;

– completate cu o mască în amonte și modificate în lățime, sifoanele pot servi ca descărcătoare sau ca organe de închidere.

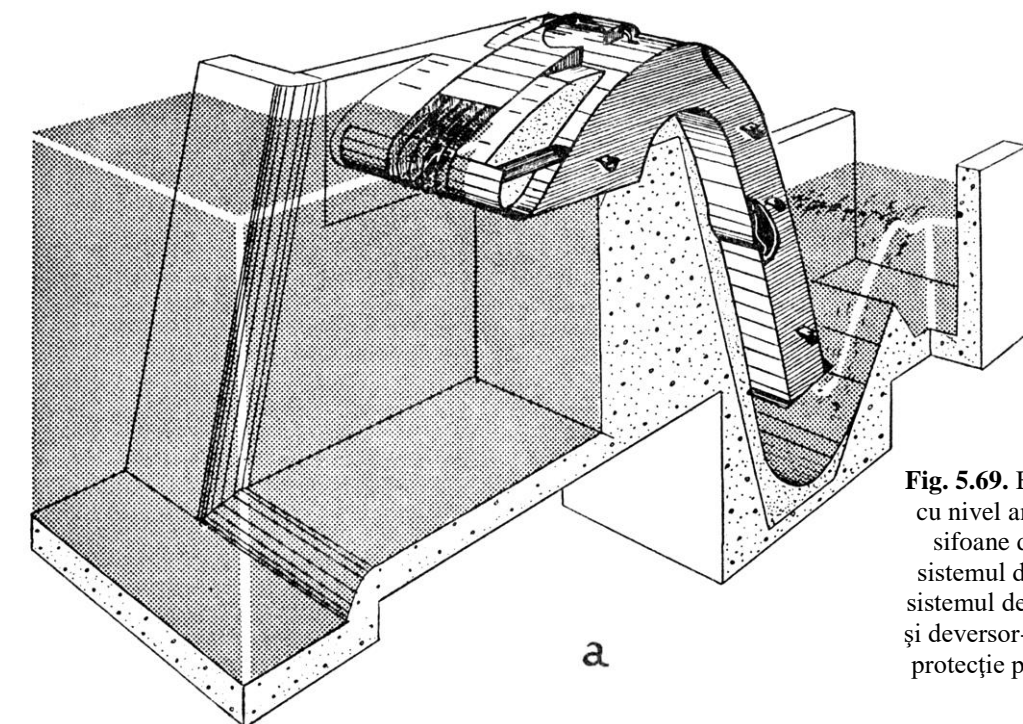
**Aspecte hidraulice și funcționale.** Sifonul-deversor este rezultat din combinarea deversorului cu un sifon, cu urmărirea profilului deversorului. Menținând nivelul în bieful respectiv cvasiconstant, sifonul-deversor poate descărca un debit  $Q$  (fig. 5.70) [4, 6, 7]:

$$Q = \mu \Omega_1 \sqrt{2g(h + \Delta h)} \quad (40)$$

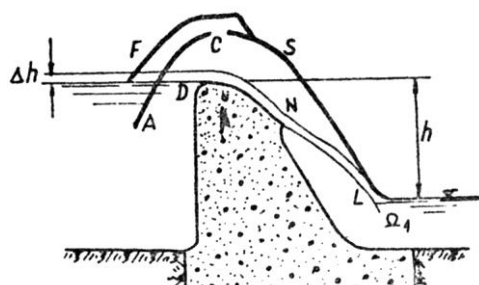
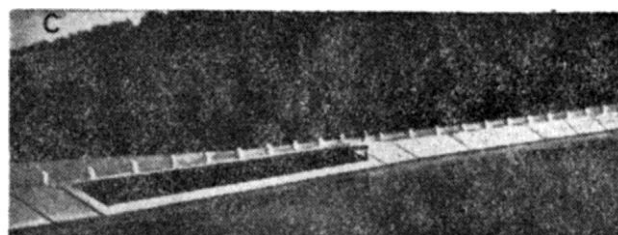
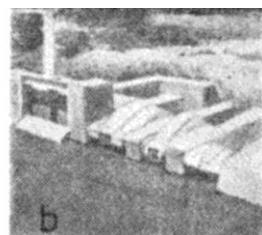
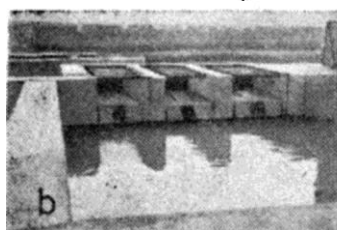
în care:

$\Omega_1$  este secțiunea de scurgere la ieșire (secțiunea  $\Omega$  se menține constantă pe toată lungimea conductei-sifon, de la creastă spre aval, ca să nu se provoace pierderi mari de sarcină, dat fiind vitezele mari în sifon);

$\mu$  – coeficient de debit, numit impropriu randament ( $\mu = 0,7-0,8$  la sifoanele moderne, cu gură de intrare largă și cu coturi de racordare puține și puțin accidentate);



**Fig. 5.69.** Baterie de sifoane de securitate cu nivel amonte constant (a), baterie de sifoane de securitate (b) (stânga – în sistemul de irigații Jegălia, dreapta – în sistemul de irigație Constantin – Algeria) și deversor-sifon de siguranță cu capac de protecție pe canalul magistral Boutre (c) (foto autor, 1971).



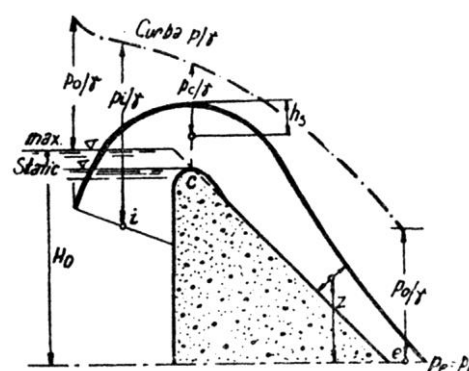
**Fig. 5.70.** Sifonul-deversor.

$\Delta h$  – grosimea lamei deversante;  $h$  – căderea ( $h_{max} = 7-8$  m, în condiții tehnice obișnuite<sup>1</sup>, fără pericol cavitațional. Teoretic, sarcina  $h$  este limitată la înălțimea de apă a presiunii atmosferice; dacă este mai mare se produc discontinuități de funcționare și dezamorsare, prin ruperea coloanei de lichid).

În general, în tehnica irigației sifoanele de siguranță cu sarcini de maxim 7-8 m sunt satisfăcătoare pentru reglările automate pe canale. În cazul acumulărilor subordonate irigațiilor, apar necesare sifoane-deversoare pentru înălțimi mari (și peste 20 m).

<sup>1</sup> Conf. dr. ing. A. Wehry, de la Institutul Politehnic „Traian Vuia” din Timișoara, a experimentat (1967) „Deversoare în sifon de mare capacitate” prin sporirea căderii peste 7-8 m (teză de doctorat).

Pentru sporirea sarcinii sifonului-deversor se adoptă secțiuni de curgere care să scadă linear din amonte în aval (fig. 5.71), obținându-se un curent convergent, stabil și fără a se produce fenomene de cavitație la creastă.



**Fig. 5.71.** Sifon cu secțiune variabilă pentru căderi și capacități mari.

Pentru a se obține înălțimea geodezică maximă  $H_0$  (sau căderea admisibilă) a sifonului (v. fig. 5.73), se aplică teorema lui Bernoulli între secțiunile de intrare  $\Omega_i$  și ieșire  $\Omega_e$ , cu considerarea pierderilor de sarcină și a condițiilor de evitare a cavitației:

$$H_0 \leq \frac{1 + \zeta_{0e}}{\zeta_{0c}} \left( H_b - h_s - \frac{V_c^2}{2g} - \frac{P \cdot v}{\gamma} - \Delta H_b \right) \quad (41)$$

în care:

$\zeta_{0e}$  este suma tuturor coeficienților de rezistență de la numitorul lui  $\mu$  (coeficient de debit, randament);

$\zeta_{0c}$  – partea din acea sumă corespunzând porțiunii  $iC$  a sifonului;

$$H_b = 10,33 - \frac{A}{900}$$

$$\frac{P \cdot v}{\gamma} - \text{înălțimea de vaporizare a apei.}$$

Notându-se coeficienții pierderilor de sarcină locale:  $\zeta_i$  – la intrare,  $\zeta_e$  – la ieșire,  $\zeta_i$  – pentru tronsoane de lungime  $l$ , în care a fost împărțit tubul,  $\zeta_c$  – la cotul de la creastă, raportându-se toate acțiunile la secțiunea de ieșire  $\Omega_e$ , avem:  $\Omega = \alpha \Omega_e$ ;  $\Omega_i = \alpha_i \Omega_e$  etc.

Pentru evitarea cavităției, se impune ca:  $\frac{P \cdot c}{\gamma} = \frac{P \cdot v}{\gamma} + \Delta H_b$ ; ultimul termen se poate lua 1,9 m, ca siguranță împotriva cavităției.

În aceste condiții, debitul  $Q$  care se descarcă prin sifonul-deversor este dat de relația:

$$Q = \mu \Omega_e \sqrt{2gH_0} \quad (42)$$

$$\mu = \frac{1}{\left[ 1 + \frac{\zeta_i}{\alpha_i^2} + \frac{\zeta_c}{\alpha_c^2} + \zeta_e + \sum \left( \frac{\zeta_e}{\alpha^2} \right) \right]^{\frac{1}{2}}}$$

La încercările pe modele la scări reduse, ținându-se seamă că  $\mu$  pe model sunt mai mici decât în natură, s-au găsit<sup>1</sup> următoarele relații între  $\mu$  (natură) și  $\mu_0$  (model):

$$\mu = \sqrt{0,25 + 0,75\mu_0^2} \quad (43)$$

Experimentările lui A. Wehry (1967) asupra „deversoarelor-sifon de mare capacitate” au condus la următoarele concluzii:

– coeficientul de debit al deversorului-sifon variază cu  $Re$ ;

– cunoscând presiunea barometrică  $H_b = 10,13$  m  $H_2O$  și a sumei presiunii de vaporizare a apei la  $25^\circ C$ ,

cu variația presiunii barometrice:  $\frac{P \cdot v}{\gamma} + \Delta H_b = 2,13$  m

$H_2O$ , rezultă depresiunea admisă de fenomenul natural de 8 m  $H_2O$ ;

– coeficientul experimental  $A$ , care ia în considerare intrarea apei în sifonul-deversor și racordarea la tubul convergent din aval, pentru a obține viteza reală

$v_r$  în creastă într-o secțiune de curgere  $\theta$ ,

$$v_r = A \cdot v_m \frac{r_{1m} \cdot r_{2m}}{r_1 \cdot r_2}$$

a fost calculat și redat și grafic,

– sarcina admisă la sifoanele de mare capacitate, în regim permanent, este:

– presiunea într-un punct din creasta sifonului:

$$\frac{P \cdot c}{\gamma} = H_b + h_c - \frac{v_c^2}{2g} - \zeta'_{0c} \frac{v_e^2}{2g} \geq \frac{P \cdot v}{\gamma} + \Delta H_b$$

– coeficientul de debit al sifonului-deversor:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \zeta_{0e}}}, \text{ în care } \zeta_{0e} = \zeta'_{0c} + \zeta_e.$$

Funcționarea automată a sifonului, adică adaptarea capacității sale la valoarea debitului de evacuat, rezultă din faptul că lasă să se scurgă o apă mai mult sau mai puțin emulsionată, consecință a caracteristicii constructive pentru absorbția aerului, pentru etanșarea vânei de apă, cum rezultă din analiza celor trei faze funcționale (fig. 5.72).

Funcționarea automată a sifonului are loc astfel:

– *faza I*, când nivelul în canal (sau rezervor) crește peste creasta deversată, apa începe să deverseze normal. Lama de apă fiind proiectată (de ciocul-nasul de amorsare  $N$ ) spre intrados (peretele conductei  $S$ ,  $v$  și fig. 5.70), antrenează și aerul prins între paramentul deversorului și peretele conductei sifon ( $S$ ); de aici decurge efectul de pompă a aerului care alimentează, în această fază, fanta de distribuție;

– *faza a II-a*, creșterea nivelului de apă amonte, reduce secțiunea utilă a fantei de distribuție; intrarea de aer în aval (conducta sifonului) fiind imposibilă, aspirația (apei) se face mai energic, interiorul sifonului aflându-se în depresiune (se formează vid parțial);

– *faza a III-a*, prin creșterea nivelului de apă în amonte, alimentarea cu aer este complet închisă; sifonul este complet amorsat, funcționând cu întreaga capacitate, în plină sarcină.

Complet amorsat, sifonul descarcă un debit sensibil egal cu al unui orificiu, de aceeași secțiune transversală, care ar fi plasat la înălțimea cuvei etanșe din aval (v. fig. 5.72) și de aici se înțelege superioritatea cantitativă și calitativă (tehnică și economică) a sifonului-deversor (de securitate) față de deversorul clasic de suprafață de aceeași lățime.

Dacă nivelul în canal sau acumulare scade sub muchia superioară ( $F$ ) a fantei (v. fig. 5.72) sau a peretelui suprapus (v. și fig. 5.70), aerul intră în sifon, prin orificiile  $C$ , dezamorsându-l.

Prin funcționarea discontinuă a sifonului, nivelul apei se menține, în bieful canalului ce-l deservește sau în bazin, la o cotă relativ constantă, în jurul celei ale crestei deversante.

<sup>1</sup> Pentru modelul sifonului-deversor al lacului Herăstrău – București (D. Pavel, *Modellversuche an einem Beber*. În „Buletinul de matematică și fizică” al Societății Politehnice București, 1936).

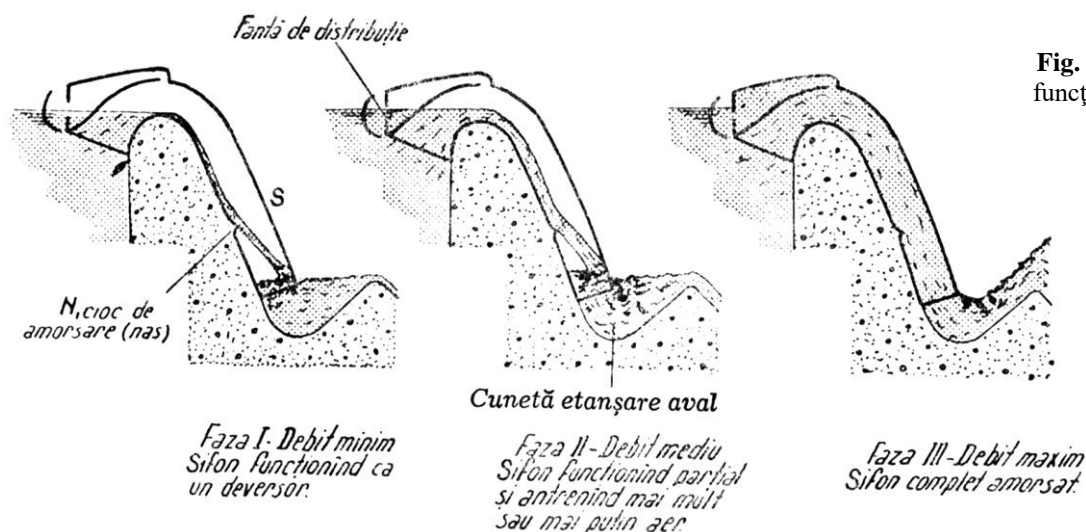


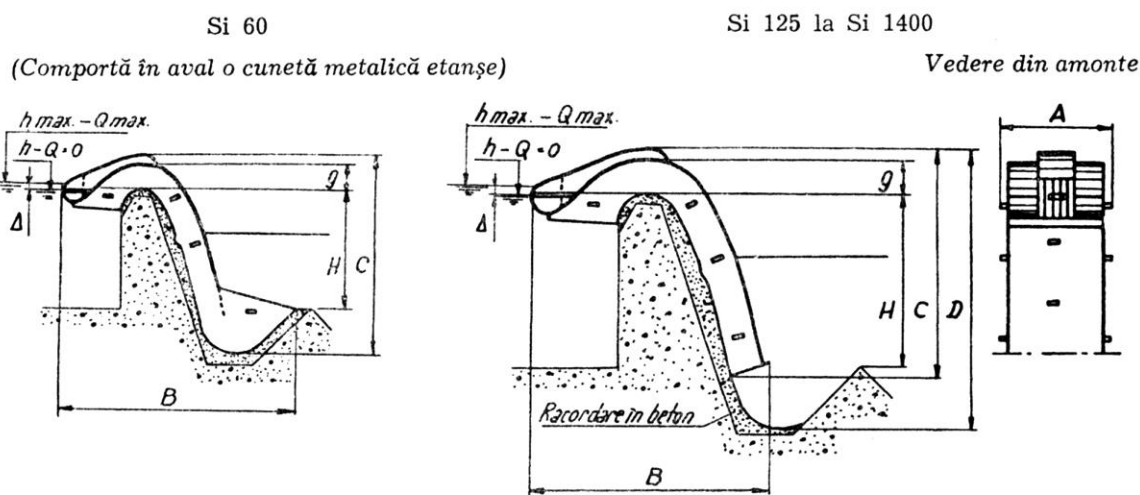
Fig. 5.72. Cele trei faze de funcționare ale sifonului de securitate.

În proiectarea acestui dispozitiv de securitate trebuie să se acorde atenția cuvenită următorilor parametri și părți caracteristice: pierderile de sarcină, unghiul de dirijare a ciocului-nasului de amorsare, presiunile maxime și minime în interiorul sifonului.

Dimensiuni și caracteristici constructive (fig. 5.73). Dimensiunile normale ale sifoanelor (Si) sunt

stabilite funcție de debit ( $Q$ , l/s), căderea utilă ( $H$ ), înălțimea în creastă ( $g$ ), decrementul ( $\Delta = h_{\max} - h$ ) și caracteristicile constructive ale construcției ( $A$ ,  $B$ ,  $C$ ), conform tabelului din figura 5.73.

Caracteristicile constructive ale canalelor și barajelor impun, de asemenea, dimensiuni normalizate, după cum rezultă din figura 5.74.

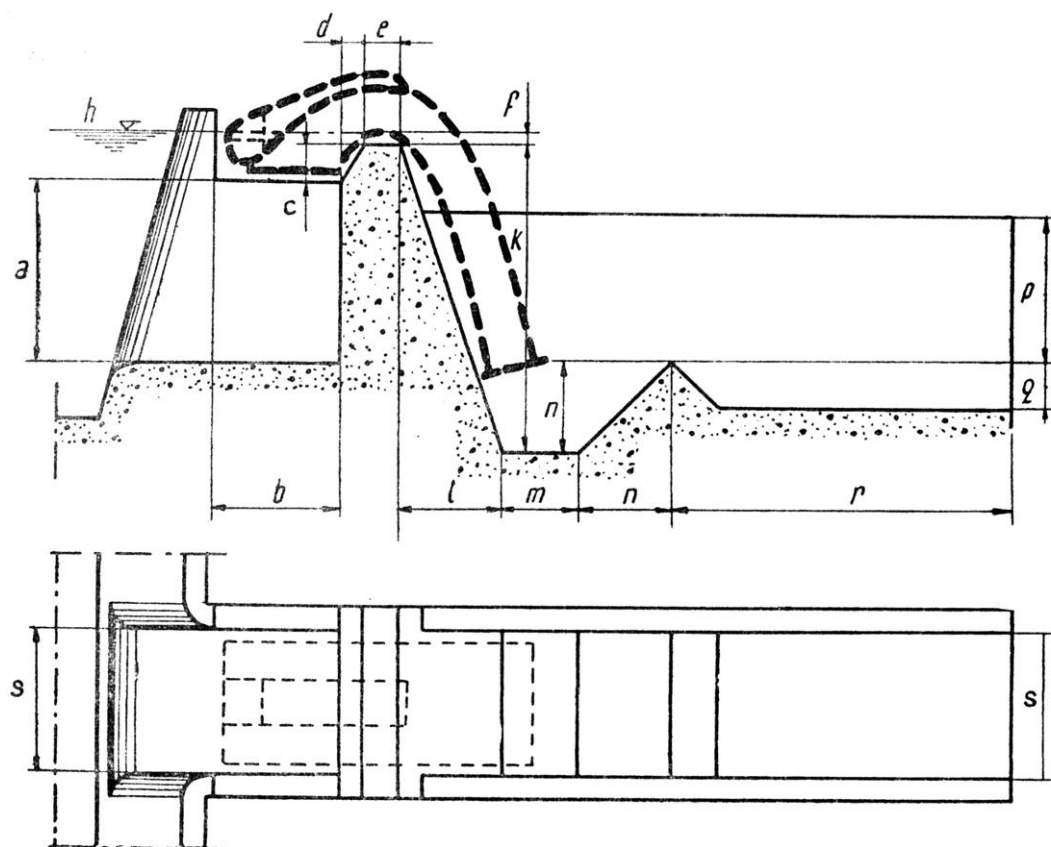


Denumirea sifonului Funcție de debit $Q$ (l/s)	A	B	C	D	H	g	$h_{\max} - h$ $\Delta$
Si 60	43	84	69	—	40	9	2
Si 125	28	141	132	162	100	20	4
Si 180	36	141	132	162	100	20	4
Si 250	46	141	132	162	100	20	4
Si 350	61	141	132	162	100	20	4
Si 500	43	220	203	257	150	35	6
Si 700	58	220	203	257	150	35	6
Si 1000	78	220	203	257	150	35	6
Si 1400	108	220	203	257	150	35	6

cele în cm.

Fig. 5.73. Dimensiunile normale ale sifoanelor-deversor.





Denumirea și măsurile de calcul	a mm.	b	c	d	e	f	h	k	l	m	n	p	q	r mm.	s
Si 60	32	24	7	4	6	2		58	20	46	20	26	9	60	45
Si 125	80	55	17	10	15,5	5		135	46	31	41	65	23	150	30
Si 180	80	55	17	10	15,5	5		135	46	31	41	65	23	150	37
Si 250	80	55	17	10	15,5	5		135	46	31	41	65	23	150	48
Si 350	80	55	17	10	15,5	5		135	46	31	41	65	23	150	63
Si 500	120	89	21	12,5	24	7		211	74	56	69	100	43	220	45
Si 700	120	89	21	12,5	24	7		211	74	56	69	100	43	220	60
Si 1000	120	89	21	12,5	24	7		211	74	56	69	100	43	220	80
Si 1400	120	89	21	12,5	24	7		211	74	56	69	100	43	220	110

cute în cm.

Fig. 5.74. Lucrări de construcție pentru instalarea sifoanelor deversoare.

Figura 5.74 exemplifică întreaga documentare prezentată anterior, cu privire la modul de amplasare al bateriei de sifoane pe canalul de aducțiune, precum și condițiile de evacuare din canalul de descărcare.

**Deversorul lateral** (fig. 5.75). Se instalează în peretele lateral al canalului, în bieful al cărui nivel trebuie reglat. Întrucât instalația (deversorul) conlucrează cu bieful de canal interesat la reglaj, dimensionarea se face interdependent, distingându-se frecvent două cazuri (Cr. Mateescu, 1963) [6, 7, 9]: 1) canalul și creasta deversorului au pantă variabilă, iar sarcina  $z$  pe deversor este constantă, și 2) canalul și creasta deversorului au aceeași pantă constantă  $i$ .

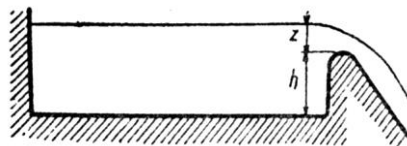


Fig. 5.75. Schema deversorului lateral.

Cazul 1 cere să se determine panta biefului de reglat, în dreptul deversorului și lungimea constructivă de deversare pentru:

- secțiunea transversală  $\Omega$  neschimbată (a canalului);
- debitul de evacuat prin deversor  $Q_1$ ;

– elementele canalului aval de deversor:  $Q_0$  – debitul de transmis în aval,  $(h + Z_0)$  – înălțimea apei,  $J_0$  – panta canalului.

Se cunoaște că:

$$Q_0 = \Omega U = C \Omega \sqrt{R J_0} \quad (\text{în aval de deversor}); \quad (44)$$

$$Q_1 = \frac{2}{3} \mu l Z \sqrt{2 g Z} \quad (45)$$

în care  $l$  este lungimea aproximativă a deversorului.

Panta canalului  $J$  amonte de deversor, pentru  $\Omega$  neschimbat și debitul  $(Q_0 + Q_1)$  rezultă din ecuația:

$$Q_0 + Q_1 = C \Omega \sqrt{R J} \quad (46)$$

Racordarea celor două pante ( $J$  – amonte de deversor și  $J_0$  – aval de deversor;  $J_0 > J$ ) se face printr-o curbă concavă a fundului canalului, paralelă cu luciul apei în deversor (fig. 5.76) [6].

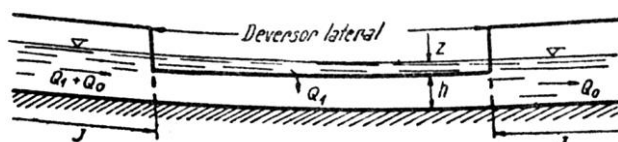


Fig. 5.76. Schema deversorului lateral, cu pantă variabilă.

Muchia deversorului va avea aceeași curbă. Pentru deversoare cu deschideri mari, descompuse în mai multe tronsoane (de exemplu, la baraje mari sau la canale cu fluctuații mari de nivel), se respectă aceeași condiție de racordare (între tronsoane), rezultând o formă polygonală a crestei (fig. 5.77).

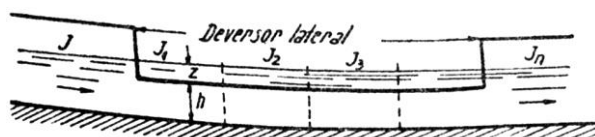


Fig. 5.77. Zonarea, pentru calcul, a deversorului lateral cu pantă variabilă.

Practic, lungimea constructivă de deversare se sporește, față de cea reieșită din calcul, cu 20%, pentru a compensa influența de întârziere a curentului transversal deversant, față de cel longitudinal.

**Cazul 2** cere să se determine lungimea crestei deversorului  $l$ , capabilă să descarce debitul suplimentar  $Q_1$  pentru condițiile (fig. 5.78) [6]:

– fundul canalului și creasta deversorului au pantă constantă  $i$ ;

– adâncimea apei în canal aval de deversor este  $(Z_2 + a)$ ;

– dacă mișcarea se produce în *regim lent* (fig. 5.79), sarcina  $Z_1$  va fi mai mică la începutul deversorului (cap amonte) decât  $Z_2$  la sfârșitul lui (cap aval); curba suprafeței libere în axul canalului, înainte de deversor, va fi coborâtore, de tipul  $F_2$  (fig. 5.79, a). Cele două cote de nivel ale apei ( $Z_1$  și  $Z_2$ ) se racordează după o curbă asemănătoare celei de stăvilire de tipul  $F_1$  – mișcare întârziată (fig. 5.79, b);

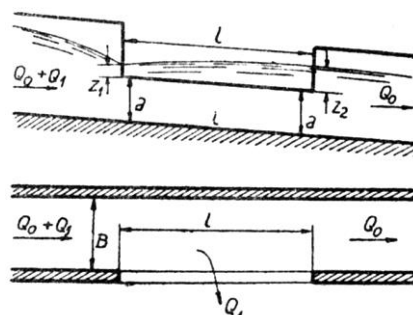


Fig. 5.78. Schema deversorului lateral cu pantă constantă.

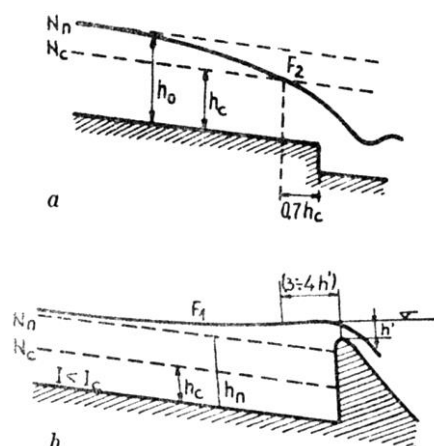


Fig. 5.79. Exemple de curbe  $F_2$  și  $F_1$ : a – curba de forma  $F_2$ ; b – curbă de forma  $F_1$ .

– dacă mișcarea se produce în *regim rapid*, sarcina  $Z$  scade în lungul deversorului.

Pentru condițiile de mai sus, lungimea crestei deversorului  $l$  (capabilă să descarce debitul  $Q_1$ , care provoacă creșterea nivelului peste cel de reglat), se poate stabili printr-o metodă practică, aplicabilă la deversorul neînecat. După N. N. Pavlovski, formula deversorului obișnuit se reduce cu un coeficient de corecție  $\sigma_l$ :

$$Q_1 = \sigma_l \cdot m \cdot l \cdot \sqrt{2 g Z_2^{3/2}}$$

în care:

$Z_2$  este sarcina pe creasta deversorului la capătul aval;

$\sigma_l$  – coeficient de corecție, care după H. Engels (Dresda, 1917-1920, Laboratorul de hidraulică) este:

$$\sigma_l = \left( \frac{Z_2}{l} \right)^{\frac{1}{6}}$$

Pentru un *regim lent* în canal:

$$Q_1 = 0,414 \left( \frac{Z_2}{l} \right)^{0,166} l Z_2 \sqrt{2 g Z_2} \quad (\text{H. Engels}) \quad (48)$$

Pentru un *regim rapid* în canal:

$$Q_1 = 2,583 \cdot B \cdot l^{0,72} Z_1^{1,645} \quad (49)$$

(formula G.S. Coleman și Dempster Smith – Londra, 1910-1923),



cu  $l = 86,08 \cdot B^{1,40} \cdot Z_1^{0,513}$ . Eliminând pe  $B$ :

$$Q_1 = 0,1073 \cdot l^{1,434} \cdot Z_1^{1,2786} \quad (50)$$

E. Balmaceda și F. Gonzalès (Chile, 1930-1931)

dau pentru un regim lent în canal:

– pentru deversor cu creastă subțire:

$$Q_1 = 1,53 \cdot l \cdot Z_2 + 0,00304 \left( \frac{l}{Z_2} \right)^{1/2} \quad (51)$$

– pentru deversor cu creastă medie și groasă:

$$Q_1 = 1,43 \cdot l \cdot Z_2 + 0,00171 \left( \frac{l}{Z_2} \right)^{1/2} \quad (52)$$

### 5.3. FUNCȚIONAREA REȚELEI. SISTEME DE COMANDĂ ȘI REGLAJ

Rețeaua de canale de aducțiune și distribuție a sistemului de irigație trebuie să fie concepută, dimensionată și echipată astfel încât să permită adaptarea funcționării la fluctuațiile „cerințelor” și „resurselor” în *minimum de timp*, cu *minimum de riscuri* (debordări – pierderi de apă, sau deficaturi) și cu *minimum de cost* (amenajări, instalații și aparate ieftine și sigure în exploatare).

Diferitele sisteme de „comenzi” și „reglaje” au reieșit din cerința fundamentală a „subordonării sistemului – rețelei la cerințele beneficiarilor – consumatorilor”, ținându-se seamă totodată de disponibilitățile – resursele de apă.

Corecta funcționare a unui sistem înseamnă:

– adaptarea sistemelor de comandă la „cerințe” și „disponibilități” de apă;

– echiparea, printr-o combinație optimă a soluțiilor cu regulatoare care asigură: reglajele de debit (repede și conform cerințelor) și reglajele de nivel (la cote cât mai ridicate, evitând debordările).

După „cerințe” și „disponibilități” de apă, comanda unei rețele de aducțiune și distribuție prezintă caracteristici diferite și complexe, reliefându-se ca extreme: comanda din amonte și comanda din aval.

Regulatoarele care împart canalul, supus reglării, în biefuri pot fi împărțite în două categorii: regulatoare care întrebuințează apa pentru transmiterea informațiilor (undelor) și regulatoare care întrebuințează cablurile telefonice sau electronica pentru transmiterea informațiilor.

Sistemele mari, complexe și modern echipate, folosesc ambele tipuri de regulatoare: hidraulic și mixt pe biefuri și electronic în schema generală de dispecerizare (de exemplu, Sistemul Canal Provence – Franța); în Sistemul de irigații Sadova – Corabia din țara noastră, sistemul electronic are prioritate.

#### 5.3.1. SISTEME DE COMANDĂ

În funcție de disponibilitățile sursei de apă se poate adopta comanda din *amonte* sau din *aval*.

Dacă apa este insuficientă, neputând asigura cerințele fiecărui consumator din rețea (decât cu riscul de a se aduce prejudicii vecinului, consumându-i-se partea sa), atunci se va recurge la *sistemul de comandă din amonte*. În acest caz, reglajul debitului va fi asigurat din amonte, conform disponibilului de apă, prin grija agenților hidraulici.

Dacă resursele de apă în capul instalației (la priză, respectiv la derivații) sunt suficiente, putând acoperi permanent cerințele (comenzile) în sistem, fiecare consumator poate să-și regleze consumul după nevoi. În acest caz controlul debitului la derivații pierzându-și caracterul prioritar, iar transmiterea cererilor făcându-se din aproape în aproape în mod automat (spre amonte), se recurge la *sistemul de comandă din aval*.

Ambele sisteme prezintă avantaje și dezavantaje și sunt proprii anumitor soluții de amenajare. Între acestea se situează și alte variante de sisteme de comenzi. De o anumită importanță se bucură sistemul mai complex *cu comandă din aval, deservită din amonte*, care pentru unele situații particulare constituie o soluție foarte bună (după Neyrpic).

##### 5.3.1.1. Sistemul de distribuție cu comandă din amonte

Distribuția cu comandă din amonte asigură reglarea debitului în capătul amonte al sistemului – rețelei canalului. Această reglare de debit se face de către un lucrător (agent hidrometric), conform programului de irigare stabilit. La derivații (prizele canalelor de distribuție – canale de ordin inferior) debitele se repartizează, de asemenea, după graficul de consum, stabilit în prealabil și coordonat, și cu posibilitățile de apă ale sursei, care sunt limitate și chiar deficitare.

Instalațiile de reglarea debitelor (de exemplu, modulele cu mască), conlucrând cu cele pentru reglarea nivelurilor (vanele), conduc spre asigurarea unei umpleri aproape constante a biefurilor canalelor.

Sistemul de distribuție cu comandă din amonte a trecut și continuă să treacă prin diverse grade de tehnicizare și perfecționare.

**Soluția tradițională.** Această soluție continuă să se aplice la o serie de sisteme și în țara noastră; ea constă din echiparea fiecărei prize (derivații) cu câte un stăvilă cu vane plane, care servesc la reglarea debitului prelevat.

Caracteristicile și inconvenientele acestei derivații decurg din următoarele:

– mărimea debitului prelevat depinde de deschiderea stăvilăului și de amplitudinea nivelului apei

amonte și aval de acesta (stăvilar), iar evaluarea debitului comportă calcule – în care intervin parametrii: nivel amonte, nivel aval, cheie limnometrică;

- debitul derivat se găsește în continuă variație, condiționată de variația nivelului amonte, ca urmare a reglajului prizelor (derivațiilor) vecine și a schimbării regimului de funcționare al canalului;

- exploatarea sistemului (rețelei hidrotehnice) este dificilă și greu de sincronizat cu cerințele (debit, timp) sosirii apei pe parcelele de irigat. Manevrările instalațiilor, viteza de scurgere a apei, lungimea de parcurs (în unele cazuri zeci de kilometri de canal), variația funcționării unor canale și prize etc. creează complicații și inexactități în exploatare, care adesea se soldează cu contestații și diferenduri între consumatori și conducerea (organizația) sistemului de irigație;

- stăvilarul – batardou înlesnește depunerea aluviunilor de fund în bieful superior.

O ameliorare în soluția clasică a distribuției cu comandă din amonte s-a adus în timp, prin echiparea canalelor de aducțiune (magistrale) cu stăvilar – batardouri, dispuse din loc în loc de-a lungul canalului, pe care îl divid în biefuri succesive. Această intervenție ameliorează parțial distribuția apei între derivații, prin aceea că reduce amplitudinea variațiilor de nivel amonte de acestea (derivații), ușurând, prin aceasta, reglajul (nivelurilor și debitelor).

Soluții similare s-au adoptat pe aducțiunile complexelor de irigații Ștefan cel Mare – Călărași și Carasu – Dobrogea de Sud (fig. 5.80).



**Fig. 5.80.** Stăvilar – batardou pe canalul de aducțiune „Ștefan cel Mare”.

S-a specificat că prin aceste stăvilar – batardou ameliorarea este parțială, dificilă și scumpă întrucât:

- reglarea nivelurilor este parțială și obținută în urma unor continui intervenții pentru acționarea vanelor stăvilarului;

- pierderile de sarcină sunt excesive;
- eforturile pentru manevrări sunt mari, chiar dacă acționările sunt mecanice sau electrice;

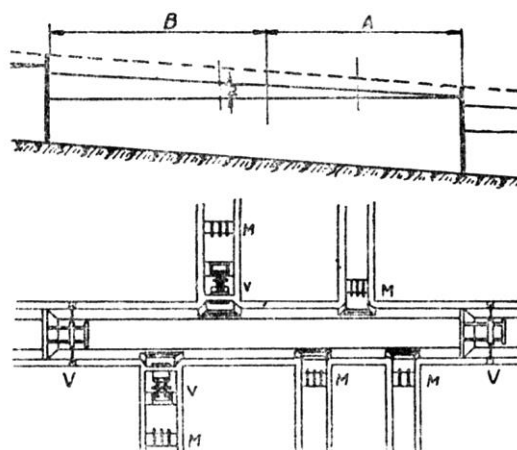
- construcțiile pentru instalarea acestor stăvilar sunt importante și costisitoare.

**Soluția Neyrpic** (fig. 5.81, v. și fig. 5.30). Această soluție a început să se introducă pe scară largă în sistemele moderne de irigații, cu folosințe complexe (de exemplu, Sistemul Canal Provence – Franța).

Alimentarea (priza) canalului de aducțiune (magistral) al sistemului de irigații se face printr-o baterie de module cu mască (v. fig. 5.1), protejate, în general, de vane cu nivel aval constant tip AVIS sau AVIO. Reglarea debitului prelevat în sistem este asigurată, conform programului, prin combinarea ce se realizează cu vanetele bateriei de module (număr, mărime, închis, deschis).

Canalul de aducțiune (magistral) este echipat cu vane cu nivel amonte constant (AMIL), care îl împart în biefuri, după panta canalului și distribuția derivațiilor (număr și importanță). Reglajul nivelurilor pe biefuri și respectiv la derivații (în fața modulelor cu mască) este asigurat și printr-o distribuție judicioasă a vanelor AMIL de pe canalul central (de aducțiune).

Derivațiile (canalele ce pornesc din canalul de aducțiune, respectiv din canalele de distribuție dintre unitățile agricole sau chiar din canalele principale de irigație) sunt echipate cu module cu mască (baterie de module), care, în unele cazuri, sunt precedate de vane cu nivel aval constant (AVIO sau AVIS). În figura 5.81 se arată că în limita zonei A, unde efectul vanei reglatoare (AMIL) de pe canalul de aducțiune se face resimțit la derivații, modulele cu mască pot funcționa singure în limite optime. În schimb, pentru derivațiile mai îndepărtate (zona B) se impune protejarea modulelor cu mască prin vane cu nivel aval constant (AVIS sau AVIO), întrucât variația nivelului (în dreptul derivației) depășește limitele cerute pentru o funcționare corectă a modului.



**Fig. 5.81.** Schema de amenajare a unei rețele deschise cu comandă din amonte (modulele cu mască sunt precedate sau nu de vane cu nivel constant, aval AVIS sau AVIO, după depărtarea la care se găsesc de reglatoarele de nivel, iar amonte constant AMIL de pe canalul de aducțiune). *a* – abaterea tolerată pentru module; zona A – prize (derivații) echipate numai cu modul; zona B – prize (derivații) echipate cu modul precedat de o vană AVIS sau AVIO; *M* – module; *V* – vane AMIL; *v* – vane AVIO sau AVIS.

Instalațiile suplimentare de siguranță, deversoarele laterale și sifoanele de mare capacitate (v. figurile

5.73, 5.74), amplasate judicios pe traseul canalului de ordin superior (din care se fac derivațiile), contribuie substanțial la: reducerea secțiunii canalelor pe biefuri și la facilitarea reglajelor, respectiv la îmbunătățirea condițiilor de exploatare a rețelei, întrucât debitul captat din sursă poate depăși în anumite situații pe cel prelevat de derivațiile din aval.

Se poate concluda că sifoanele de siguranță de solidarizează debitul captat din sursă de ansamblul debitelor descărcate în aval. Trebuie evitat însă ca funcționarea acestor instalații de siguranță să fie permanentă, având consecințe grave pentru gospodărirea apelor.

Sistemul de distribuție și reglare prezentat mai sus („comandă din amonte în soluția Neyrpic”) întrunește o serie de calități, ca și unele deficiențe.

**Avantaje.** Sistemul de distribuție cu comandă din amonte prezintă o serie de avantaje importante.

1. *Reglaj sigur și precis al debitelor* (eroare 5%) în derivații, conform programului stabilit. Simpla manevrare a vanetelor modulului (tarate prealabil) asigură debitul dorit, ca și evidența scurgerii, fără întrebuintarea de tabele, grafice, chei limnimetrice sau calcule.

2. *Funcționarea ușoară și fără repercusiuni asupra derivațiilor apropiate.* La schimbarea regimului rețelei, la variațiile de cereri în aval, singura manevră care se face prin mânuirea unui anumit număr de vanete ale modulului (la centrul de priză sau la derivații) este suficientă pentru a asigura „cererea”, fără a crea perturbații în restul rețelei.

3. *Pierderi de apă limitate și răspuns destul de rapid în satisfacerea cererilor* (de apă). În cazul unei opriri totale a „cererilor” (pentru udare și alte folosințe), vanele automate (AMIL, AVIO, AVIS) evită golirea canalelor, realizând astfel economie de apă. Repunerea în funcțiune totală a rețelei se face într-un timp (de răspuns) redus, impus de surplusul de umplere al biefurilor.

4. *Protecția canalelor și asigurarea cotelor de dominație pentru irigații* (sau alte cerințe). Menținerea relativ constantă a nivelului apei în biefuri asigură cote înalte de irigații, precum și protecția canalelor, care în reglajul tradițional (cu stăvilare – batardou), oscilând (nivelul) de la maxim la „0”, provoacă erodări, inundații, instabilități de taluze etc. De asemenea, scurgerea de fund nefiind barată, în cazul vanelor automate Neyrpic, depunerile de aluviuni, crearea de bancuri aluvionare și consecințele acestora (dragajul, decolmatarea) sunt evitate.

**Dezavantaje.** Sistemul de distribuție cu comandă din amonte are și unele dezavantaje.

1. *Angajarea unor subordonări.* În comanda din amonte se realizează automatizarea în distribuție numai asupra reglării nivelurilor; aceea a debitelor se

asigură prin agentul hidraulic (și în capătul rețelei, la centrul de priză și la fiecare derivație).

Resursele de apă fiind deficitare, comparativ cu cerințele concomitente, se impun o serie de măsuri care implică prezența agentului hidraulic la prize (derivații).

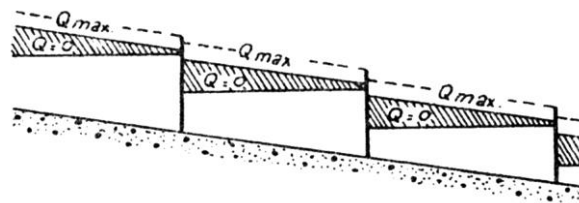
Programul distribuțiilor se întocmește cu multă atenție, pentru a putea răspunde pe cât posibil nevoilor reale ale beneficiarilor (acestea nu pot fi satisfăcute integral decât prejudiciind anumiți consumatori).

Organizarea distribuției în baza unui plan de rotație (tur de serviciu) între grupele de folosințe reprezintă o soluție acceptabilă, care conduce spre menținerea debitului la o valoare medie în capătul derivațiilor.

2. *Pierderi de apă în rețea.* Acestea provin din:

– imposibilitatea stabilirii la derivații (prize) a unui debit riguros egal cu suma debitelor prelevate în aval; la acestea se adaugă și pierderile curente (evaporație, scurgeri);

– cerința alimentării biefurilor inferioare; oricare bief nu poate să fie alimentat decât dacă biefurile superioare sunt pline (fig. 5.82). Aceasta conduce la supraalimentarea tuturor biefurilor superioare (de la priză până la cel care este solicitat să distribuie), cu pierderi de apă de cel puțin 10% din apa furnizată.



**Fig. 5.82.** Pentru orice debit „cerut”, canalul are secțiunea plină.

3. *Întârziere în transmisia ordinelor* (cererilor).

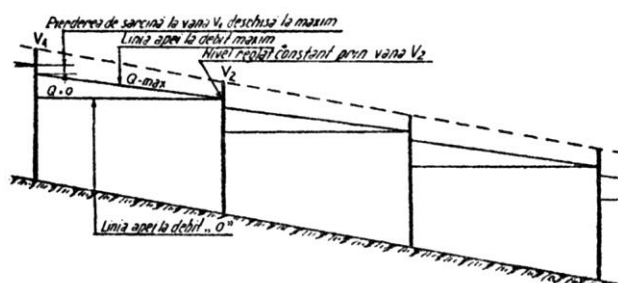
La sistemul cu comandă din amonte se înregistrează un decalaj între „cerere” (în aval) și între „livrarea” apei (în amonte, la priză), respectiv între admisia apei în capul canalului (priză + derivație) și sosirea la consumator. Acest decalaj, care poate atinge mai multe ore (în funcție de lungimea și panta canalului), se datorează caracteristicilor constructive și funcționale ale biefurilor, cum rezultă din figura 5.83.

Cum s-a menționat, un bief reglat prin vane cu nivel constant amonte (AMIL) nu poate asigura „cererea” în aval, până când nu este atins nivelul maxim (la  $Q_{max}$ ) în toate biefurile amonte.

De la sursă, apa care se scurge umple mai întâi primul bief (până atinge linia nivelului corespunzător noului debit); numai atunci prima vană ( $V_1$ ) se ridică. La rândul său, a doua vană ( $V_2$ ) se deschide numai când bieful al doilea s-a umplut ca și primul, la trecerea debitului nominal. În continuare, din amonte spre aval, biefurile umplându-se cu apă, se asigură deschiderea

vanelor din aval (de bief) și respectiv alimentarea cu apă a biefurilor inferioare, până se ajunge la cel solicitat (bieful) prin derivații.

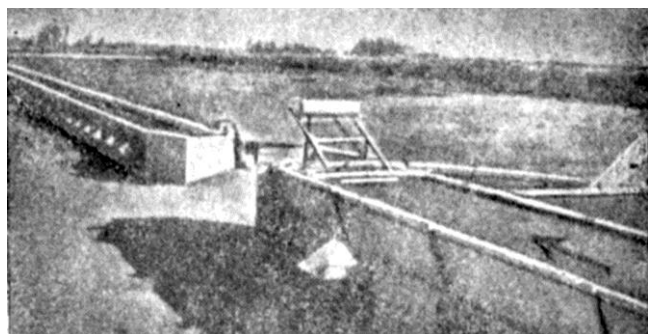
Întârzierea (decalarea) în transmisia ordinelor (cererilor) este condiționată deci și de volumul de apă conținut în fiecare bief, de capacitatea sa de înmagazinare.



**Fig. 5.83.** Liniile nivelului apei, la un canal cu comandă din amonte (linia nivelului unui bief dat trece întotdeauna printr-un punct fix, care este nivelul ce determină, pe perpendiculara sa, poziția vanei AMIL, delimitând bieful la extremitatea aval a acestuia. La debitul „0” vanele fiind închise, linia apei este orizontală; linia apei este sensibil paralelă cu fundul pentru debitul nominal al canalului, vanele fiind complet deschise; pe măsură ce debitul crește (de la „0” la „max.”), linia nivelului pivotează în jurul punctului fix ridicându-se în amonte).

Din cele de mai sus rezultă că pentru a obține o creștere a debitului în aval (la consumator) trebuie trimisă, în prealabil, o cantitate de apă, care se găsește reținută (și adusă) în biefurile succesive amonte. Invers, închiderea admisiei (în centrul de priză sau de derivație) nu se remarcă în capătul aval al canalului (rețelei), decât atunci când o parte din volumul de apă conținut în toate biefurile este în prealabil evacuat (scurs).

În fig. 5.84 se prezintă un canal (jgheab) de distribuție cu comandă din amonte. Folosirea aparatelor Neyrpic (ca vane cu reglare automată) reduce în mare măsură inconvenientele sistemului de „comandă din amonte”, asigurând un reglaj ușor, sigur și precis al debitelor, conform programului întocmit, un răspuns destul de rapid cererii de apă, precum și pierderi de apă limitate.

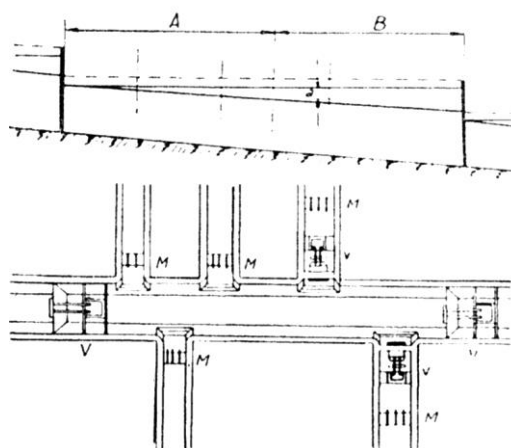


**Fig. 5.84.** Vederea parțială a unui canal (jgheab) cu comandă din amonte.

### 5.3.1.2. Sistemul de distribuție cu comandă din aval

**Soluția cu dispozitive Neyrpic.** Acest sistem, adoptat în condițiile suficienței resurselor de apă, este analog rețelelor de alimentare cu apă potabilă, când beneficiarul (folosința) obține debitul de care are nevoie („la cerere”) prin simpla deschidere a prizei (derivației).

Canalul de aducțiune (sau de distribuție), echipat cu vane cu nivel aval constant (AVIS), repartizate regulat de-a lungul său, este împărțit (prin aceste vane) în biefuri, după schema din figura 5.85.



**Fig. 5.85.** Schema de amenajare a unei rețele deschise cu comandă din aval (modulele cu mască sunt precedate sau nu de vane cu nivel constant aval, AVIS sau AVIO, după depărtarea la care se găsesc de reglatoarele de nivel – aval constant AVIS – de pe canalul de aducțiune). *a* – abaterea tolerată pentru module; zona A – prize (derivații) echipate numai cu modul; zona B – prize (derivații) echipate cu modul precedat de o vană AVIO sau AVIS; *M* – module; *V* – vane AVIS; *v* – vane AVIO sau AVIS de pe derivații.

Reglajul debitelor este realizat prin manevrarea vanetelor modulelor cu mască, amplasate în capătul fiecărei derivații (în soluția Neyrpic).

Apelul de debit (cererea) de la o derivație primește satisfacție imediat din bieful canalului de aducțiune (de distribuție), care conține un volum suplimentar de apă, cuprins între linia debitului maxim și a debitului nul („0”) (fig. 5.85 și 5.86) (de exemplu, bieful  $V_4-V_3$ ). Vana AVIS ( $V_3$ ), care precede bieful interesat, se deschide automat, pentru a menține constant nivelul de apă (la cota de reglaj) în bieful angajat în distribuție ( $V_4-V_3$ ). La rândul său, bieful precedent ( $V_3-V_2$ ) începe să se descarce în cel activ ( $V_4-V_3$ ), având ca implicații deschiderea automată a vanei  $V_2$ . Din aproape în aproape „cererile” se transmit până la priză, reglându-se astfel alimentarea canalului (a rețelei) conform ansamblului de cerințe.

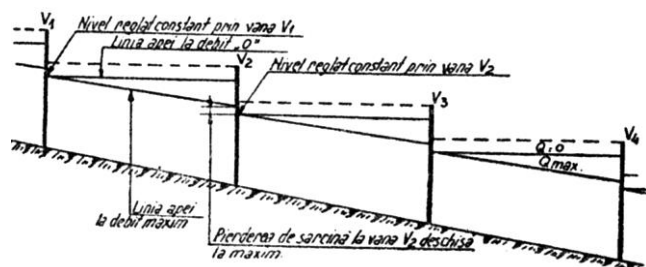
Reducerea sau încetarea totală a „cererii” provoacă un fenomen invers: închiderea automată a tutu-

ror vanelor (AVIS), în mod progresiv, din aval spre amonte.

Rezultă, din cele prezentate, că simpla manevrare a prizelor (derivațiilor) pentru satisfacerea beneficiarilor (terenuri irigate, alte folosințe) este suficientă pentru ca debitele cerute să se scurgă prin rețeaua de aducțiune-distribuție.

Prizele (derivațiile) sunt echipate întotdeauna cu instalații pentru reglarea debitelor. În soluția Neyrpic, acestea sunt modulele cu mască, protejate sau nu de vane cu nivel aval constant (v. fig. 5.85). În funcție de cerințe, beneficiarul își poate regla personal debitul indicat.

Pentru situații excepționale (de exemplu, furtuni care provoacă valuri pe biefuri sau unele accidente) este recomandabil de a se echipa biefurile (amonte de derivațiile mai importante) cu sifoane de siguranță, cu descărcări în canalele de evacuare ale sistemului.



**Fig. 5.86.** Liniile nivelului apei la un canal cu comandă din aval (linia nivelului unui bief dat trece întotdeauna printr-un punct fix, care este nivelul ce determină, pe perpendiculara sa, poziția vanei AVIS, delimitând bieful la extremitatea amonte a acestuia. La debitul „0”, vanele fiind închise, linia apei este orizontală; linia apei este sensibil paralelă cu fundul pentru debitul maxim, vanele fiind atunci complet deschise; pe măsură ce debitul crește, linia nivelului pivotează în jurul punctului fix, coborând în aval).

**Avantaje.** Sistemul de distribuție cu comandă din aval are avantaje deosebite.

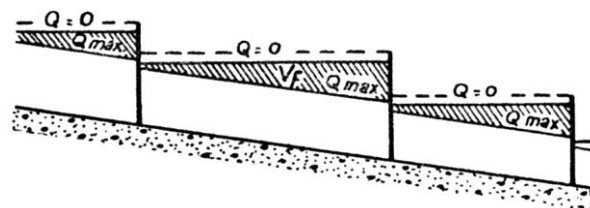
1. *Funcționare integral automată a canalelor.* Cum s-a arătat în figurile 5.85 și 5.86, la deschiderea prizelor (derivațiilor) se obține imediat debitul „cerut”, din rezerva aflată în bieful canalului de ordin superior (distribuitor). Din aproape în aproape (din bief în bief), comanda se transmite pe întregul traseu, până la capătul amonte al rețelei, fără intervenția agentului hidraulic, al cărui rol se limitează numai la o simplă supraveghere.

2. *Economie importantă de apă.* Între debitele (respectiv volumele) de apă primite și cele distribuite (cerute) este stabilită o corespondență exactă, ținându-se seamă, pe lângă cerințele normale, și de cele excepționale, ce ar putea să apară în viitor.

3. *Realizarea de acumulări la oprire.* Oprirea cererii (consumului) de apă nu este însoțită de evacuări (pierderi) de apă. Debitul care continuă să fie primit din

capătul sistemului (centru de priză), până la sosirea informației de „închidere”, nu este pierdut, ci servește la umplerea unei părți din rezervele biefurilor, pregătindu-se astfel repunerea în funcțiune a sistemului, la apariția unei noi cereri în orice punct al rețelei.

4. *Răspuns exact și imediat la toate cerințele de debit.* Schema prezentată în figura 5.86 arată că volumul de apă al fiecărui bief (capacitatea de înmagazinare a canalului) descrește, pe măsură ce debitul crește de la „0” (linia orizontală) spre  $Q_{max}$  (linia cu înclinarea maximă). Rezervele de funcționare sunt formate din volumele de apă de forma unor pene, cuprinse între liniile de nivel la  $Q = 0$  și  $Q_{max}$  (fig. 5.87, zona hașurată) și vana aval de bief.



**Fig. 5.87.** Rezervele de funcționare în canalul cu comandă din aval.

Aceste rezerve (de funcționare) asigură satisfacerea imediată a cererii la derivații, permițând a se neglija în mare măsură problema programelor.

Suplerea acestui sistem de distribuție este asigurată prin rezervele biefurilor, prin capacitatea resurselor de apă ce pot acoperi cerințele și prin capacitatea de transport a canalului și instalațiilor. În aceste condiții, fiecare beneficiar (folosință) poate primi imediat debitul reclamat.

**Condițiile de proiectare.** Tipul de comandă din aval este propriu canalelor mari cu pantă mică (0,3‰), care permit o distanțare rezonabilă a reguletoarelor (vanelor) automate, cum este cazul în sistemul de irigație pe canalul de aducțiune (CM), pe canalele de distribuție dintre gospodării (C.D.D.G.) și chiar pe canalul principal de irigație (C.P.I.).

În fixarea soluțiilor de proiectare a schemei hidrotehnice, un rol de frunte trebuie să revină stabilității de ansamblu a funcționării și conlucrării biefurilor, cu vanele automate amplasate în serie și cu nodurile de distribuție (prizele derivațiilor). Proiectantul nu trebuie să trateze independent diferitele sectoare sau instalații ale rețelei de irigație, întrucât procesul de exploatare este unitar, interdependent și hotărâtor în fixarea parametrilor de proiectare.

Rezerva de funcționare, volumul „penei” de apă cuprins în fiecare bief  $V_f$  (v. fig. 5.87, sectorul hașurat), trebuie calculat și verificat cu mare atenție, iar distanța minimă  $L$  între reguletoarele (vanele) ce limitează un bief trebuie să asigure o rezervă (sectorul hașurat) de minimum:

$$V_f = \frac{Q_{\max}}{2} \cdot T \quad (53)$$

în care:

$Q_{\max}$  este debitul maxim în bieful considerat,  
 $T$  – timpul de dus și întors al undelor în bieful;

$$T = \frac{L}{\sqrt{g \cdot h + V}} + \frac{L}{\sqrt{g \cdot h - V}}$$

în care:

$$h = \frac{A}{B}, \quad V = \frac{Q}{A}$$

A fiind secțiunea și  $B$  – lățimea planului de apă.

Schema relațiilor de cote ale planurilor de apă pentru două biefuli succesive (la  $Q = 0$  și  $Q_{\max}$ ), delimitate printr-o vană cu nivel aval constant, este dată sugestiv în figura 5.61. Înălțimea umerilor canalului deasupra nivelului static ( $Q = 0$ ) va fi de cel puțin 1/10 din adâncimea apei și trebuie să crească în secțiunile expuse vântului. Abateri în proiectare de la aceste condiții generale (53) și (54) trebuie bine analizate și fundamentate, pentru a se asigura o funcționare corectă a ansamblului.

**Dezavantaje și limite de folosire.** Sistemul de distribuție cu comandă din aval aplicându-se în condițiile surselor abundente de apă, implică o serie de elemente.

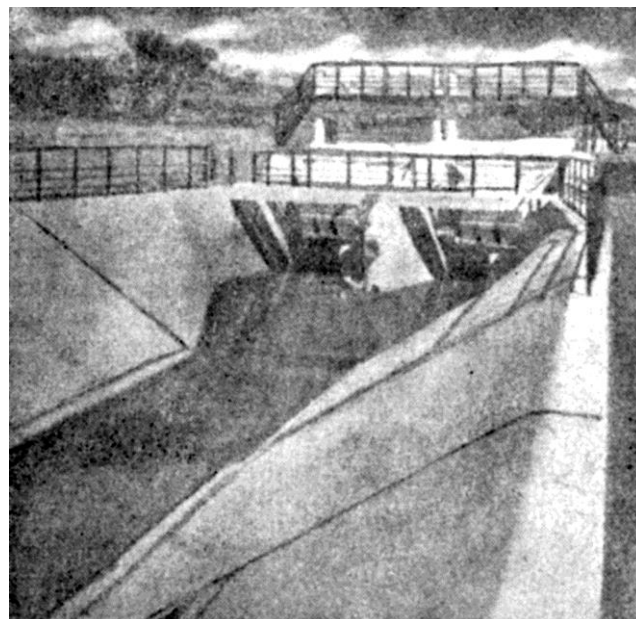
1. *Un canal de aducțiune* (distribuție) dimensionat pentru a putea tranzita în orice secțiune debitele maxime corespunzătoare cererilor. Dirijarea convenabilă a distribuției, pentru adoptarea unui canal de dimensiuni normale, impune introducerea unei discipline în respectarea turelor de serviciu. Prin acest regim de exploatare se reduc și amplitudinile manevrelor bruște, precum și numărul și mărimea colectoarelor.

2. *Surse abundente de apă.* În cazul apariției unor deficite, canalul începe să se golească pe etape, începând cu biefulurile superioare, care nu mai pot satisface cererile consumatorilor, în timp ce cererile din aval sunt satisfăcute. La aceste dezacorduri în exploatare se adaugă pericolul prezentat de golirea biefulurilor.

3. *Cheltuieli importante în construcția canalelor cu comandă din aval, în cazul pantelor mari.* Întrucât capacitatea acestor canale trebuie să corespundă nivelului apei pentru  $Q = 0$ , care (nivel) este superior celui pentru  $Q_{\max}$ , rezultă cheltuieli importante cu construirea și impermeabilizarea rețelei de canale, comparativ cu comanda din amonte.

În cazul pantelor mai mari de 0,3‰, cheltuielile de construcție încep să nu mai poată justifica avantajele economice ale exploatarei cu comandă din aval.

În figura 5.88 se prezintă instalațiile de reglare automată cu nivel aval constant – vane AVIS – în S.I. Canal Provence [10].



**Fig. 5.88.** Biefa canalului de derivație Pigoudet, din S.I. Canal Provence, prin vane cu nivel aval constant – AVIS.

### 5.3.1.3. Concluzii asupra sistemelor de comandă din amonte și din aval

Analiza celor două sisteme de comandă prezentate mai sus, cu avantajele și dezavantajele lor, a scos în evidență o serie de aspecte ce se impun a fi re-liefate, pentru a se înțelege necesitatea adoptării unor soluții combinate în comanda și reglarea scurgerii, care să valorifice avantajele și să elimine pe cât posibil dezavantajele acestor sisteme.

Aspectele mai importante ce se rețin din prezentarea celor două sisteme sunt:

a) pentru *comanda din amonte*: se aplică în condițiile surselor limitate sau deficitare în apă; nu asigură automatizarea complexă a distribuției; nu satisface variația mare a cererii de apă; este afectată de pierderi de apă; permite controlul distribuțiilor; cere personal de exploatare numeros și instruit.

h) pentru *comanda din aval*: se aplică în condițiile surselor abundente de apă; asigură răspunsul exact și imediat al cererii de debit; fără risipă de apă; se aplică pe canale mari cu pante mici; nu permite controlul.

Premisele care domină în alegerea sistemelor de comenzi sunt: compararea necesităților (cerințelor) de apă cu sursele disponibile; evitarea secătuirii surselor de apă; necesitatea supravegherii consumului; menținerea prizelor (derivațiilor) sub controlul organizației de exploatare; asigurarea răspunsului la cererea de debit cât mai exact și într-un timp cât mai scurt.

Rezultă de aici necesitatea combinării avantajelor tehnice și economice ale celor două sisteme de comandă de-a lungul rețelei de canale a sistemului de irigație (cu folosințe complexe).

Reținând și dublul avantaj adus de aparatele automate Neyrpic (reglarea nivelurilor și reglarea debitelor după cerințe), se poate adopta următoarea soluție de dublă comandă și reglaj:

1. *Comanda din amonte pe toate derivațiile*, în aval de aducțiunea principală (deci pe rețeaua ce deservește folosințele). Lungimile mai mici ale acestor canale și traseul lor, frecvent pe linia de cea mai mare pantă, asigură economie în construcție, control la folosințe și răspuns cu întârziere relativ mică (fiind vorba de lungimi nu prea mari de canale).

2. *Comanda din aval pe aducțiuni și distribuții mari C.M., C.D.D.G.* Debitele mari, panta mică (aceste canale se trasează, de obicei, pe curba de nivel), conduc spre cheltuieli mari de construcție, însă cu o exploatare ce asigură prompt cererea de apă (automatizarea distribuției).

#### 5.3.1.4. Comandă din aval deservită din amonte

Acest sistem de comandă constituie un important corectiv în tehnica distribuției și reglajului apei în sistemele de irigație și cu folosințe complexe. El se adoptă, în special, pe canalele mari cu pante mici și constă din:

- împărțirea rețelei de aducțiune și distribuție în biefuri succesive prin vane mixte (v. fig. 5.86 și 5.67) care joacă rol multiplu;

- echiparea prizelor (derivațiilor) cu module cu mască, precedate de vane cu nivel aval constant;

- includerea calităților ambelor sisteme de comandă.

Vanele mixte (instalațiile principale ale acestei tehnici de comandă și reglaj) reglează nivelul constant, amonte și aval, după situații. Astfel, în situații normale sunt echivalente cu vanele cu nivel aval constant, oferind sistemului de comandă avantajele comenzii din aval: distribuție total automatizată, răspuns exact și imediat, economie de apă.

În condiții de abundență în alimentare (admisii la priza de debite superioare cerințelor totale, furtuni, opriri bruște ale cerințelor ș.a.), vanele mixte au atribuțiile sifoanelor de securitate pe canalele cu comandă din aval; reglând un nivel amonte constant, ele se deschid și evită revărsările.

În condiții de insuficiență în alimentare (față de cerințe), vanele mixte se închid, evitând: – golirea completă a biefurilor situate amonte (de vane) și reținerea, în toate biefurile canalului, de rezerve egale nevoii de a aștepta până se restabilește debitul.

Vanele mixte și acest sistem de comandă și reglaj facilitează funcționarea complexă a canalelor mari și în scop de navigație și hidroenergetică (de exemplu, Sistemul Beni-Moussa din Maroc, unde canalul ma-

gistrul servește ca evacuator al Uzinei Hidroelectrice Afaurev, care se exploatează ca uzină de vârf, fără inconveniente pentru irigații).

#### 5.3.1.5. Analize și concluzii, pe plan mondial, asupra sistemelor de comandă și reglaj

Aspectele tehnice, economice și funcționale, prezentate destul de amplu în paginile anterioare, atestă importanța problemei, ca și necesitatea studierii ei în continuare, pentru găsirea soluțiilor optime de comandă și reglaj.

Soluțiile adoptate în prezent, chiar în cele mai complexe și moderne sisteme, nu răspund integral cerințelor de adaptare a funcționării (acestor sisteme) la fluctuațiile „cererilor” și „resurselor” de apă, în minimum de timp, cu minimum de riscuri (deversări sau deficaturi), cu amenajări și instalații necostisitoare.

Sub alt aspect, sistemele de comenzi și reglaj trebuie să răspundă, să se adapteze și fazei de dezvoltare tehnico-economică a sistemului (de irigații – aducțiuni – distribuții), diferențiindu-se două cazuri:

- sisteme noi, la care se adoptă cele mai moderne și indicate soluții (de comenzi și reglări), cu posibilități de perfectare în viitor;

- sisteme vechi, la care cerințele de automatizare (comenzi, reglaje) impun anumite soluții, adaptabile situațiilor existente.

Problemele tratate în subcapitolul 5.3.1. se referă la sisteme noi, care nu impun adaptări la situațiile existente. În acest caz, analiza comparativă a celor două soluții „cu comandă din amonte” și „cu comandă din aval”, s-a putut face în limite acceptabile.

Problema devine mai complicată în situația cerințelor de modernizare-automatizare a unor sisteme și complexe de irigații vechi. Specialiștii francezi, fiind confrunțați cu aceste situații încă din perioada 1945-1950, au adus importante contribuții teoretice și practice în domeniul automatizării sistemelor de irigații. Colaborarea inginerilor de geniu rural cu hidraulicienii și electroniștii marchează în tehnica irigațiilor din Franța un evident și lăudabil progres. Colocviul internațional de irigații, cu conducte sub presiune, de la Aix-En-Provence (Franța, 1970) a fost concludent în această privință<sup>1</sup>.

Dintre cercetările și analizele personalităților tehnicii mondiale, preocupate de problema studiată (sisteme de comenzi și reglaje), reținem pe acelea prezentate de G. Combes (SOGREAH, Grenoble, 1968) și R. Clement (Societatea Canal Provence, 1966-1970), apropiindu-se și aducând elemente în plus la analiza

<sup>1</sup> Lucrările colocviului se găsesc și la Catedra de Hidroameliorații, Facultatea de Hidrotehnică, din Institutul Politehnic „Gh. Asachi” Iași.

facută mai sus. Analizele la care ne referim se pot axa pe direcțiile:

- pentru reglarea scurgerii, în vederea asigurării debitului (cererii); deci subordonarea funcționării rețelei de canale la „cerințe”;

- pentru utilizarea rezervelor (volumelor) de apă conținute în canale, în vederea asigurării „cererii”.

În subordonarea funcționării rețelei de canale la „cerințe”, proprie sistemului cu *comandă din aval*, se aduc completări (G. Combes, 1968) prin:

- echiparea biefurilor și cu instalații electronice, pentru reglarea debitelor și nivelurilor (fig. 5.89, 5.90 și 5.91);

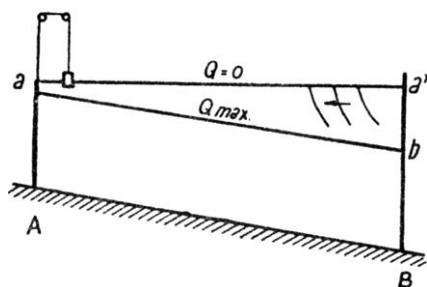
- adoptarea soluțiilor de sisteme cu „încrucișarea liniilor de nivel” (fig. 5.92); cu „ajustarea debitelor”, precum și cu „reglarea nivelului mediu” (fig. 5.93).

Toate soluțiile urmăresc răspunsul imediat (satisfacerea imediată) a „cererii” de apă, adică găsirea soluțiilor optime pentru schimbarea rapidă a regimului de funcționare al canalului, în vederea satisfacerii debitului.

Electronica, venind în sprijinul hidraulicii, contribuie evident la scurtarea timpului de „răspuns”, fără însă a-l apropia de momentul „0”, când se înregistrează „cererea”, decât în situația existenței în bief a unui volum de apă de rezervă numit „*rezerva de funcționare*”.

În soluția sistemelor clasice de comandă și reglaj, echiparea biefurilor cu regulatoare, transmiterea informațiilor și satisfacerea cererilor se pot diferenția cazurile [12]:

*Cazul I* (fig. 5.89). Pe bieful  $AB = L$ , efectul de debit (cerut în  $B$ ) se transmite printr-o undă negativă cu viteza  $a$  (celeritatea) spre regulatorul  $A$  (regulator cu nivel aval constant, de exemplu, tip vană AVIS).



**Fig. 5.89.** Efectul de debit se transmite hidraulic din B în A (comanda din aval clasică).

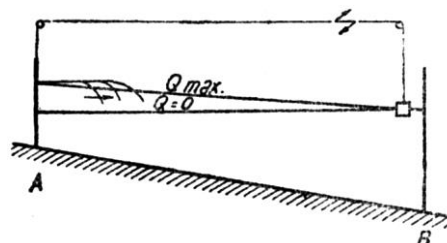
Pentru acest caz se evidențiază trei caracteristici:

- apelul de debit (din  $B$ ) poate începe să primească satisfacție imediat, datorită existenței *rezervei de funcționare* (volumul de apă acumulat în pana de apă  $aa'b$ );

- regulatorul amonte ( $A$ ) începe să deschidă, numai după un timp  $t = \frac{L}{a}$ , după începerea apelului din  $B$ ;

- schimbarea de regim în bieful  $AB$  și stabilizarea sa cer un timp egal cu de mai multe ori  $\frac{L}{a}$ .

*Cazul II* (fig. 5.90). Pe același bief  $AB = L$ , efectul de debit (cerut în  $B$ ) se transmite electric la regulatorul  $A$ , care începe să deschidă cvasiinstantaneu (aproape în momentul „0”) și să trimită în aval o undă pozitivă.



**Fig. 5.90.** Efectul de debit se transmite electric din B în A.

Pentru acest caz se evidențiază trei caracteristici:

- apelul de debit (din  $B$ ) nu poate să înceapă să primească satisfacție decât după un timp  $t = \frac{L}{a}$ , neexistând în bief *rezervă de funcționare*, deasupra planului de apă pentru  $Q = 0$ ;

– regulatorul amonte ( $A$ ) începe să deschidă în momentul „0” (aproape instantaneu cu începerea apelului de debit în  $B$ ), datorită transmisiei electrice. Deci, cu tot aportul electronicii în scurtarea timpului de transmitere a informației, dacă în bief nu există *rezervă de apă de funcționare*, satisfacerea „cererii” nu se poate realiza decât după timpul  $t = \frac{L}{a}$ ;

- cu cât lungimea biefului  $L$  este mai mare și viteza undei pozitive  $\bar{a}$  mai mică, cu atât timpul  $t$ , necesar efectuării schimbării de regim hidraulic al canalului, este mai important, mai mare.

Pentru a se asigura stabilitatea sistemului de reglaj, trebuie să se treacă de la linia orizontală a nivelului de apă (pentru  $Q = 0$ ), la linia de pantă maximă a nivelului de apă (pentru  $Q_{max}$ ). Cu cât bieful este mai lung, cu atât bascularea liniei de nivel este mai lentă.

*Concluzii la cazurile I și II* (fig. 5.91). Timpul de satisfacere a „cererii”, ca și modul de pivotare al liniei de apă, depind în măsură foarte mare și de caracteristicile geometrico-hidraulice ale canalului. Astfel, și în funcție de dimensiunile biefului, linia apei poate pivota în mai multe feluri, după poziția ce o ocupă orizontală (la  $Q = 0$ ), față de linia de pantă maximă (la  $Q_{max}$ ) (fig. 5.91).

Pentru canalele cu dimensiuni (gărzi) mari, orizontala de debit nul ( $Q = 0$ ), putând fi plasată mai sus de linia  $ab$ , pivotarea se face prin golirea panii de apă  $aa'b$  în timpul trecerii sub regim, satisfăcând astfel instantaneu „cererea”. Pentru a doua situație, când ori-



zontala de debit nul ( $Q = 0$ ) este situată sub linia  $ab$ , pentru pivotare se cere umplerea panei  $abb'$ , iar „cererea” de apă nu poate să fie satisfăcută decât după un timp  $t = \frac{L}{a}$ , în cazul transmiterii electrice a informației

(din  $B$  în  $A$ ), sau  $t = \frac{2L}{a}$ , în cazul transmiterii hidraulice a informației.

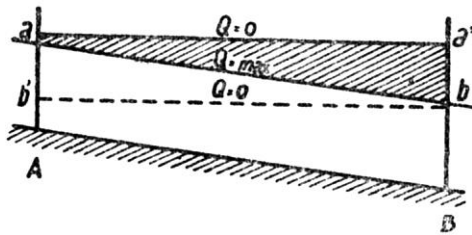


Fig. 5.91. Modul de pivotare a liniei apei, în funcție de poziția orizontalei de  $Q = 0$ , față de linia  $Q = \max$ .

Cea de-a doua situație (când linia  $Q = 0$  este situată sub  $ab$ ) poate conduce la o nestabilitate în funcționarea regulatorilor ( $A$  și  $B$ ), în timp ce prima situație (când linia  $Q = 0$  este situată deasupra lui  $ab$ ) duce la creșterea gării de siguranță a canalului, respectiv la sporirea dimensiunilor.

*Cazul III* (fig. 5.92). Pe același bief  $AB = L$ , în scopul reducerii supraînălțării gării (cerută de rezerva de funcționare) și satisfacerii „cererii” într-un timp mai scurt decât în cazurile anterioare (I și II), s-a conceput soluția intermediară (*ce*), cu încrucișarea liniilor de nivel (fig. 5.92).

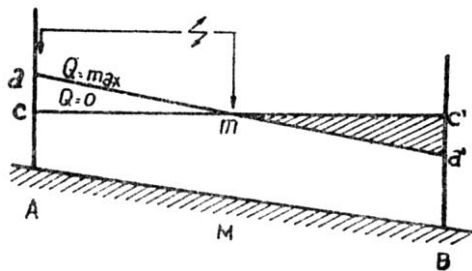


Fig. 5.92. Sistemul cu încrucișare a liniilor de nivel.

Între  $M$  și  $A$  se realizează o transmisie electrică (din  $M$ ) pentru manevrarea regulatorului  $A$ , astfel ca să se mențină constant nivelul în  $M$  situat la mijlocul biefului.

Pentru acest caz (III) se evidențiază două caracteristici:

- apelul de debit (din  $B$ ) poate începe să primească satisfacție imediat, datorită existenței rezervei de funcționare (volumul de apă acumulat în pana  $mc'a'$ , care este mai mic decât în cazul I, v. fig. 5.89). În timpul consumului rezervei de funcționare ( $mc'a'$ ), printr-o undă negativă, se transmite apelul de debit între  $B$  și  $M$ ;

- timpul  $t$  dintre detectarea scăderii de nivel în  $M$  și momentul în care deschiderea regulatorului  $A$  se face simțită în  $M$  este  $t = \frac{L}{2a}$ . Soluția din figura 5.92 nu și-a găsit încă aplicare.

*Cazul IV* se referă la sincronizarea debitelor diferiților regulatori situați pe canal ( $A, B, C, D, \dots$ ). Procedul se bazează pe folosirea teletransmisiei, ca, de exemplu, cererea de debit din  $B$ , care provoacă deschiderea imediată a vanei  $B$ , telecomandă vana  $A$ , care se deschide (cvasiinstantaneu), lăsând să intre (prin  $A$ ) în bieful  $AB$ , debitul prelevat prin  $B$ .

Pentru acest caz (IV) se evidențiază trei caracteristici:

- necesitatea reglării concomitente a nivelurilor cu aceea a debitelor, pentru a se realiza o stabilitate a funcționării biefulor și întregului sistem (canal) [13];
- dificultatea de a se realiza deplina concordanță între debitul cerut (de exemplu, în  $B$ ) și cel trimis (de exemplu, din  $A$ ); între cele două extremități ale biefului se înregistrează diferențe pozitive sau negative;
- securitatea funcționării biefulor (împotriva deversărilor sau secăturilor) conduce la amplasarea, în mijlocul biefului, a unui sistem de detectare a nivelurilor (maxim și minim), care să acționeze vanele ( $A$  și  $B$ ), pentru reglarea debitelor (v. figura 5.92, cu care se aseamănă).

Acest sistem este cunoscut sub numele de „sistem cu ajustarea debitelor”.

*Cazul V* (fig. 5.93), cunoscut sub denumirea de „sistem de reglare a nivelului mediu”, se referă la același bief  $AB = L$ , în care se realizează sincronizarea manevrării regulatorilor (vanelor)  $A$  și  $B$ , cu ajutorul teletransmisiei.

Reglarea debitelor este consecința reglării nivelurilor, într-o schemă similară celei cu „încrucișarea liniilor de nivel” (v. fig. 5.92), la mijlocul biefului, într-un punct de cotă fixă, în jurul căruia basculează planurile de apă.

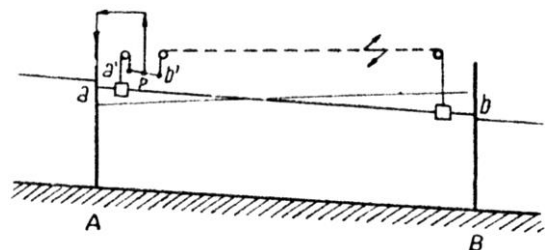


Fig. 5.93. Sistemul de reglare a nivelului mediu (comanda din aval).

Regimul funcțional al acestei scheme, brevetat de SOGREAH, este următorul:

- orice cerere de debit este teletransmisă celor doi regulatori  $B$  și  $A$ ;

– denivelarea  $b$  (imediat amonte de regulatorul  $B$ ) este teletransmisă în  $b'$ , iar creșterea concomitentă de nivel  $a$  (imediat aval de regulatorul  $A$ ) este teletransmisă în  $a'$ ;

– dispozitivul electric (sau mecanic) de la partea superioară a biefului permite să se obțină și să se mențină în  $p$  reprezentarea cotei medii a cotelor planurilor de apă din  $a$  și  $b$  (organul  $p$  acționează servomotorul vanei  $A$ ).

Pentru acest caz se evidențiază cinci caracteristici:

– bascularea liniilor de apă are loc într-un timp minim, cu amplitudini mici, în jurul punctului de cotă fixă de la mijlocul biefului;

– volumul de apă conținut în bief, având variații mici de la un regim la altul, se poate considera reglarea la „*volum constant*”;

– „rezervele de funcționare” ale biefurilor fiind mici, acest sistem de reglaj permite adaptarea mai ușoară a sistemelor vechi de irigații la soluția cu „comandă din aval”, cu supraînălțări minime;

– securitatea biefului este asigurată automat; la orice creștere neprevăzută a planului de apă corespunde o depresie care oprește propagarea unde;

– acest sistem de reglaj se apropie de soluția optimă, în care fiecare bief al unui canal să se poată adapta automat la cererea de debit, din aval, în minimum de timp, cu rezerve de funcționare mici și cu amplitudini mici ale planurilor de apă (sunt necesare încă perfecționări în linia de teletransmisii: dispozitivul de detectare și cel de comandă a vanelor).

**În utilizarea rezervelor ie apă conținute în canale**, studiile întreprinse (G. Combes, 1968) urmăresc, după cum arată și titlul, utilizarea volumelor de apă ale unui canal, în scopul regularizării la diferitele regimuri de curgere.

Cercetările (G. Combes) diferențiază trei cazuri:

*Cazul I*, cu folosirea volumelor aflate între liniile de apă ale canalului, la diferite regimuri de curgere, pentru aplatizarea vârfurilor de consum ale beneficiarilor, se schematizează în figura 5.94.

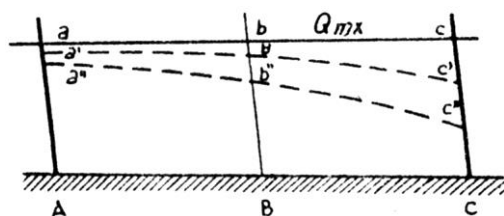


Fig. 5.94. Utilizarea volumelor de apă cuprinse între diferitele niveluri, la diferite regimuri, pentru aplatizarea cererilor.

Între diferitele linii ( $abc$ ,  $a'b'c'$ ,  $a''b''c''$ ), corespunzătoare diferitelor regimuri de scurgere, se află volume importante de apă, care, la reglări convenabile,

pot asigura consumul solicitat de beneficiar, ducând chiar la aplatizarea unor vârfuri în funcționare. De exemplu, volumul de apă cuprins între linia  $abc$  (linia debitului maxim  $Q_{max}$ , în mișcare permanent uniformă) și linia  $a''b''c''$  va putea servi la acoperirea (satisfacerea) unui vârf de cerere superior lui  $Q_{max}$ .

După trecerea vârfului cererii, se vor stabili regimuri tranzitorii (de exemplu  $a'b'c'$ ), iar sistemul de reglare va acționa astfel asupra regulatorului  $A$ , încât să-l conducă la reconstituirea rezervei de apă în bief.

*Cazul II*, cunoscut sub denumirea de „*reglarea cu nivele asociate*” (fig. 5.95,  $a$ ,  $b$ ), rezultatul studiilor lui Petauton (1958), constă în cointeressarea (participarea) tuturor biefurilor unui canal la reglarea (acoperirea) vârfurilor de cerere. Situația „rezervelor de funcționare” fiind aceeași în toate biefurile, canalul se comportă în ansamblu ca un rezervor mare cu fund orizontal.

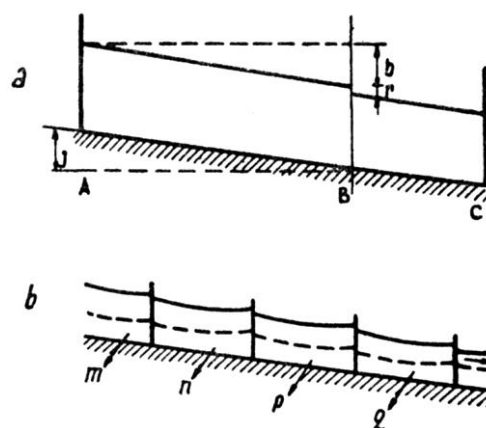


Fig. 5.95. Reglarea cu nivele asociate:  $a$  – schema relațiilor planurilor de apă din bieful succesive;  $b$  – schema de participare a tuturor biefurilor la acoperirea unei „cereri” de vârf.

Asigurarea acestei funcționări asociate are la bază ideea devenită principiu, că între nivelurile amonte și aval ale unei vane (din imediata apropiere) se realizează o asociație predeterminată, cu ajutorul vanelor cu nivel aval constant, modificate în consecință. Conform schemei din figura 5.95,  $a$ , regulatorul  $B$  creează în orice moment o pierdere de sarcină  $r$ , astfel încât suma dintre denivelarea din bief  $b$  și  $r$  să fie constantă pentru orice debit și egală cu  $J$ , denivelarea canalului ( $bi + r_i = K = J$ ).

Adoptarea teletransmisiei conduce la îmbunătățirea sistemului; nivelul teletransmis din  $A$  în  $B$  face ca denivelarea  $b$  să fie cunoscută (la regulatorul  $B$ ) prin diferența nivelurilor în  $A$  și  $B$ .

Prin acest sistem de reglare se asigură, cum s-a menționat, participarea biefurilor întregului canal la acoperirea unor cereri de vârf. Dacă, de exemplu, o priză „ $n$ ” solicită un consum excepțional de debit (de vârf), vor acționa pe lângă rezervele din biefurile amonte și cele din biefurile aval (indirect; v. fig. 5.95,  $b$ ).

*Cazul III*, în care se prezintă situația „canalelor lungi de aducțiune, cu oprirea udării în timpul nopții” (fig. 5.96). Acest caz este propriu sistemelor de irigații vechi, cu aducțiuni lungi, gravitaționale, ce alimentează terenuri de forma unor benzi longitudinale, cu întreruperea udărilor în timpul nopții, dar cu funcționarea continuă a admisiei (prizei) de apă.

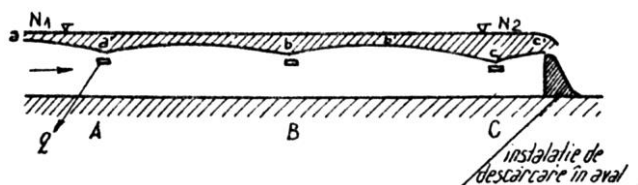


Fig. 5.96. Funcționarea canalelor lungi, cu oprirea în timpul nopții și cu descărcarea în aval.

Lungimea mare a canalului de aducțiune, de la sursă la derivația finală, reclamă un timp important de parcurs, care nu permite oprirea admisiei la sfârșitul duratei zilnice de udare (unul sau două schimburi, 8-16 ore). De aici ar putea reieși concluzia unor importante pierderi de apă, prin evacuarea volumelor admise (din sursă) și nefolosite în timpul nopții.

Schema din figura 5.96, în care se consideră (G. Combes) canalul cu trei derivații (A, B, C) ce funcționează cu debit egal ( $q$ ), arată că totuși pierderile (prin nefuncționarea derivațiilor în timpul nopții) sunt foarte reduse.

Explicația, schematizată în figura 5.96, este aceea că, atunci când derivațiile (A, B, C) sunt închise, debitul  $q$  (debit fictiv – continuu, sau debit mediu zilnic) se scurge cu nivelul  $N_1N_2$  paralel la fundul canalului. Acumularea care se realizează (suprafața hașurată), în timpul orelor în care nu se irigă (derivațiile închise), permite să alimenteze prizele în orele de funcționare zilnică. La sfârșitul zilei, denivelarea planului de apă este  $aa'bb'ce'$ ; cu cât derivațiile sunt mai depărtate între ele, cu atât volumul de rezervă, ce se formează noaptea, este mai mare, putând asigura debitul  $q$  la fiecare derivație. Acest sistem, depășit în tehnica modernă, poate fi ameliorat prin amplasarea unor praguri transversale (pe canalul de aducțiune, aval de fiecare derivație), ce permit ridicarea nivelului apei deasupra liniei  $N_1N_2$  și respectiv crearea unei rezerve suplimentare de apă.

Această îmbunătățire în funcționare va fi afectată însă de supraînălțarea malurilor canalului și de colmatări, în cazul apelor tulburi.

**Aprecieri și concluzii.** Aportul electronicii, pe linia teletransmisiei, telecomenzii și prelucrării datelor, este hotărâtor, în prezent, în adoptarea sistemelor de comandă și reglare.

Dacă sistemele clasice cu comandă din „amonte” și din „aval” cu reglări hidraulice situau pe primul loc sistemul din „aval”, intervenția electronicii schimbă simțitor parametrii problemei.

Cele două sisteme, fundamental diferite la origine, s-au apropiat foarte mult în ultimii ani, cu ocazia ameliorărilor introduse. În viitor nu este exclus ca, adoptând un sistem sau altul, să se ajungă la dimensiuni sensibil asemănătoare ale canalelor.

Etapa actuală a tehnicii irigațiilor se referă la:

$S_1$  – realizarea de sisteme moderne de irigații, în care electronica să fie valorificată din plin, în colectări de informații, prelucrări și comenzi;

$S_2$  – realizarea de sisteme moderne de irigații, în care automatizările să fie reținute la nivelul biefurilor, cu reglări hidraulice;

$S_3$  – modernizarea sistemelor vechi, fie în soluția  $S_1$ , fie în soluția  $S_2$ .

Analizarea comparativă a sistemelor de comenzi (din amonte, aval și mixtă), folosind regulatoare hidraulice de tip Neyrpic, ne-a condus la concluziile prezentate în subcapitolul 5.3.1.3.

Prezentarea schemelor de sisteme de comenzi cu regulatoare hidraulice și electrice, folosind electronica pentru teletransmisii și telecomenzi, ne-a condus la concluziile prezentate în subcapitolul 5.3.1.5, în care se subliniază sensibila apropiere dintre cele două sisteme (cu comandă din „amonte” și din „aval”).

Continuând concluziile cu privire la  $S_3$  (modernizarea sistemelor vechi), apar surprinzător de evidente unele avantaje ale comenzii din amonte, în soluții modernizate:

- folosirea programării „cererii” prin programe actualizate în permanență;

- folosirea ordinatului de serviciu, care permite să se trimită în aval o creștere, la un moment  $t$ , când calculul arată că „rezerva de funcționare” nu va putea satisface, încă de la începutul apariției, vârful de cerere susceptibil de a surveni, cu o probabilitate dată,  $\tau$  minute după momentul  $t$  considerat.

În aceste condiții ale folosirii calculatoarelor și teletransmisiei, la egalitatea de suplețe în comenzi și reglări, rămâne hotărâtor în adoptarea sistemului cu comandă din „aval” sau din „amonte” gradul de economicitate, legat de calculul de dimensionare al secțiunii canalului.

Dimensiunile depind de: *debitul nominal* pentru care se proiectează canalul și de *rezerva de funcționare*.

(Înainte de folosirea ordinatorilor,  $V_f = Q_{\max} \cdot \frac{2L}{a}$ ;

acest volum asigura o stabilitate în funcționare, însă conducea la cheltuieli mari de construcții. O simulare de funcționare a ordinatorului permite să se aprecieze corect valoarea minimă a paneei de apă  $aa'b = V_f$ , care va asigura o funcționare corectă a sistemului. Aprecierile corecte a „rezervelor de funcționare”, ca și a tranșelor admise prin regulatorii amonte, reclamă un studiu amplu al regimurilor tranzitorii).

În condițiile modernizării amintite (programare, ordinoare, teletransmisii și acumulări paralele cu canalul), R. Clément opinează (1966) pentru sistemul de comandă din amonte, din motive economice. Comanda din aval transformă bieful în rezervoare de apă, având digurile cu panta coronamentului  $I = 0$ , în timp ce la sistemul cu comandă din amonte digurile vor fi paralele cu fundul canalului, realizând o economie simțitoare de terasamente.

Pentru modernizarea vechilor sisteme de irigație, concepute cu coronamentul digurilor paralel cu fundul canalului, soluția comenzii din aval ar fi dificil de aplicat, necesitând suplimentări importante de terasamente.

De asemenea, în condițiile reducerii resurselor de apă, modernizarea vechilor sisteme va trebui să apeleze tot la comenzile din amonte, cu programe scurte. Prezența ordinoarelor și a instalațiilor de telecontrol și comandă de-a lungul biefulor va permite adaptarea imediată a debitelor la cerințe.

Soluția rezervelor de apă exterioare (acumulări) de-a lungul aducțiunilor asigură o mai mare stabilitate funcționării biefulor în sistemele cu comandă din amonte, concomitent cu reducerea capacității de înmagazinare (a „rezervelor de funcționare”) ale canalelor.

În Sistemul de irigații Provence – Franța<sup>1</sup>, ramificația Bimont ( $L = 28,4$  km,  $Q_{max} = 10$  m<sup>3</sup>/s), proiectată în sistemul comenzii din amonte (cu programare – programe actualizate în etape scurte, folosind ordinoare electronice), constituie un exemplu clasic de creare a unor rezerve de apă în afara biefulor, în rezervoare situate de-a lungul canalului: acumulările Bimont ( $V = 40.000.000$  m<sup>3</sup>), Chaute-Perdrix (40.000 m<sup>3</sup>) (fig. 5.97).



Fig. 5.97. Acumularea Chaute-Perdrix suplimentând aducțiunea cu comandă din amonte.

Acest sistem modern de irigație (Canalul Provence) rupe vechea tradiție a «turului sau rotației» în distribuția apei și trece la procedeul de distribuție la «cerere», care permite consumatorilor să ia, când au nevoie, debitul necesar.

În prezent, existând posibilitatea comparării cu

<sup>1</sup>  $Q_{max} = 40$  m<sup>3</sup>/s; lungimea aducțiunilor cu reglări automate = 220 km. Lungimea rețelilor de conducte sub presiune, îngropate = 3000 km.

ușurință a diferitelor sisteme de comenzi, din punct de vedere tehnic și economic, putându-se simula funcționarea oricărui canal (programe de calcul cu ordinoare electronice), se poate adopta pentru fiecare canal (rețea) cel mai indicat dispozitiv și sistem de comandă.

Condițiile locale și variațiile „cererii” (mărimea variației, frecvența, durata, rapiditatea de stabilire a vârfurilor) reprezintă de fapt parametrii principali ai problemei ce se cere rezolvată prin experimentări de simulare.

Schema de comandă și echipare a biefului, materializată în figura 5.93 (sistem de reglare cu nivel mediu), poate prezenta interes în viitoarele sisteme de irigație cu funcționare automată.

**Instalații suplimentare pentru reglaj (indicator capacitiv de nivel).** Sistemele de comenzi prezentate devin realizabile prin echiparea biefulor cu instalații care reglează direct debitul sau nivelul (de exemplu, vanele cu autoreglări hidraulice) sau care teletransmit informațiile sau comenzile. Întrucât instalațiile, aparatele autoreglabile hidraulic, au fost prezentate amplu în subcapitolul 5.2.2.2 (vanele cu nivel amonte sau aval constant, vane AMIL, respectiv AVIO și AVIS), în continuare se prezintă un *indicator capacitiv de nivel*, care, cu unele adaptări, fiind instalat în bieful canalelor, va putea teletransmite și chiar telecomanda reglarea vanelor ce asigură debitul, volumul și nivelul de apă necesar în bief, respectiv în derivații (v. fig. 5.89 și 5.98).

*Indicatorul capacitiv de nivel – adaptat*<sup>2</sup> (fig. 5.98).

Pentru transmiterea automată (cvasiinstantanee), la momentul „0”, a informației („cererii” de debit) de la regulatorul B la regulatorul A (v. fig. 5.90 și 5.93), se poate folosi un „indicator capacitiv de nivel de lichid” de tipul celui din figura 5.98 (H. Schreiber, *Appareils électroniques à transistors*, 1970), adaptat în problemă.

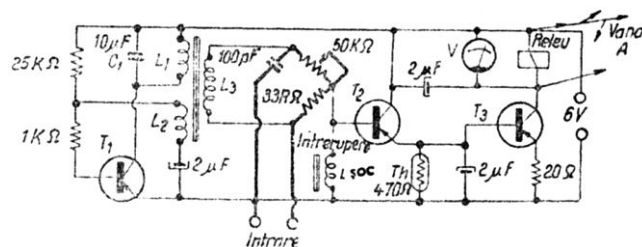


Fig. 5.98. Schema indicatorului capacitiv pentru măsurarea nivelului lichidelor (variațiile de nivel ale lichidului duc la variații ale unei capacități, ceea ce conduce la dezechilibrarea unei punți, producând astfel o tensiune ce se măsoară pe un voltmetru).

Aparatul, amplasat imediat amonte de regulatorul B, transmite comanda de deschidere a regulatorului

<sup>2</sup> Catedra de Hidraulică și hidroameliorații (ing. Viorel Blidaru, 1974).

A pe cale electrică (v. figura 5.90).

La intrarea montajului se fixează placa metalică  $a$  (figura 5.99) și paralel cu aceasta tijă  $b$ , care formează împreună armăturile unui condensator, al cărui dielectric este format din volumul variabil de apă + aer, cuprins între acestea (placă și tijă).

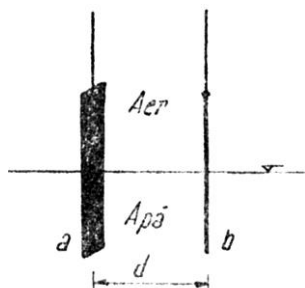


Fig. 5.99. Condensatorul de intrare.

Datorită variației nivelului de apă, afectată de „cererea” debitului în  $B$ , permitivitatea dielectricului condensatorului se modifică, implicând modificarea capacității acestuia:

$$C = \frac{\varepsilon \cdot S}{d}$$

în care:  $\varepsilon$  este permitivitatea;  $S$  – suprafața plăcilor condensatorului;  $d$  – distanța dintre plăci;  $C$  – capacitatea, în pF<sup>1</sup>. Această variație a capacității ( $C$ ) dezechilibrează puntea (linie groasă), producând o tensiune proporțională cu dezechilibrul (punții) ce se măsoară pe voltmetrul  $V$ . Etalonând corespunzător voltmetrul (scara se alege în funcție de amplitudinea nivelului apei) pentru o anumită indicație prestabilită, se declanșează automat releul, montat în paralel cu voltmetrul.

Declanșarea releului constituie semnalul electric ce comandă punerea în funcțiune a servomotorului vanei  $A$  (v. fig. 5.93).

Tranzistorul ( $T_1$ ) are în colector un circuit  $L_1C_1$  formând un circuit oscilant cu frecvența de oscilație de 20 kHz (kiloherti). Bobinele  $L_1$  și  $L_2$  (primarul) conțin 200, respectiv 80 spire, iar  $L_3$  (care este secundarul transformatorului) are 1000 de spire din fir de 0,08 mm. Transformatorul are un miez oală de ferită, de 23 x 17 mm, cu întrefier.

Capacitatea de intrare constituie a patra ramură a punții atacată (puntea) de secundarul  $L_3$ .

Variația capacității ( $C$ ) de intrare (între 20-500 pF) este echilibrată de potențiometrul de 50 k $\Omega$  (kilo-ohmi).

O tensiune alternativă de dezechilibru, ce poate apare în punte, este redresată de joncțiunea emitor a tranzistorului  $T_2$ .

$T_1$  și  $T_2$  sunt tranzistoare p-n-p de Ge (germaniu), cu amplificarea de curent de aproximativ 80.

Componenta continuă a curentului redresat se aplică pe baza lui  $T_3$  (tranzistor cu germaniu, cu amplificarea în jur de 70), care lucrează ca amplificator de curent.  $T_3$  poate acționa asupra voltmetrului ( $V$ ), respectiv asupra releului ce se află în circuitul de colector al acestuia.

Bobina de șoc conține 400 spire din fir de 0,14 mm diametru, având un miez oală de ferită de 14 x 8 mm, fără întrefier.

## 5.4. AUTOMATIZARE COMPLEXĂ DE TIP ELECTRIC, FOLOSIND INFORMAȚIILE DE DEBIT ȘI NIVEL (EXEMPLU – SISTEMUL DE IRIGAȚII SADOVA – CORABIA)

### 5.4.1. SCHEMA HIDROTEHNICĂ A ADUCȚIUNII ȘI REȚELEI DESCHISE DE DISTRIBUȚIE

Sistemul de irigații Sadova – Corabia asigură irigarea unei suprafețe de 79.500 ha, al cărei perimetru se situează în interfluviul Dunăre – Jiu – Olt, din care 63.400 ha pe terasa înaltă a Dunării, în zona terenurilor nisipoase mobile, și 16.100 ha în lunca îndiguită a Dunării, zona Bechet – Potelu.

La adoptarea schemei hidrotehnice a aducțiunii s-a ales soluția cea mai economică, dată prin proiectarea (folosirea) tipului de aducțiune deschisă pe o mare distanță (ca și pentru distribuție), prin alegerea optimă a pozițiilor stațiilor de pompare, lungimii canalelor și conductelor etc. Aducțiunea, cu o lungime totală de 30.740 m, se compune dintr-un sistem de canale deschise și de conducte sub presiune din care: 8.150 m lungime conductă, 17.050 m lungime canal impermeabilizat, 8.090 m lungime canal din pământ, 150 m lungime canal consolidat cu anrocamente. În acest mod se folosesc la maximum posibilitățile de aducțiune a apei prin canale deschise, ridicarea ei prin pompare nefăcându-se decât acolo unde este strict necesar, din luncă pe prima terasă și de pe prima pe a doua terasă.

O schemă de ansamblu a sistemului de irigații, cu diagrama axului principal de alimentare, este prezentată în figura 5.100.

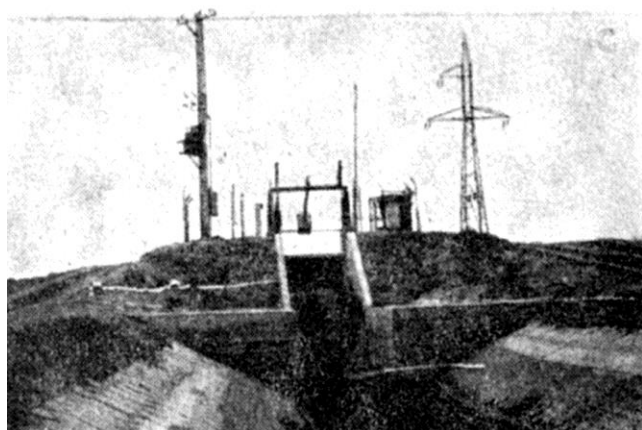
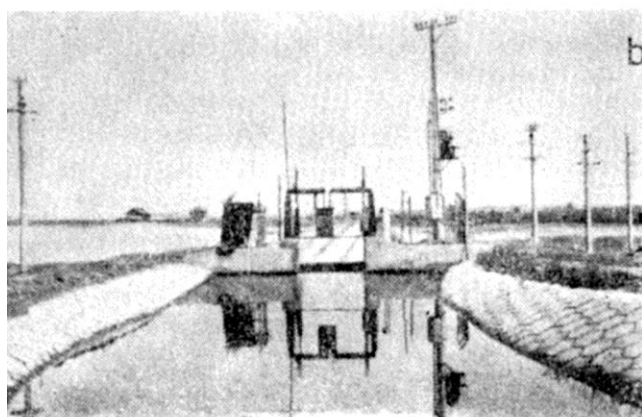
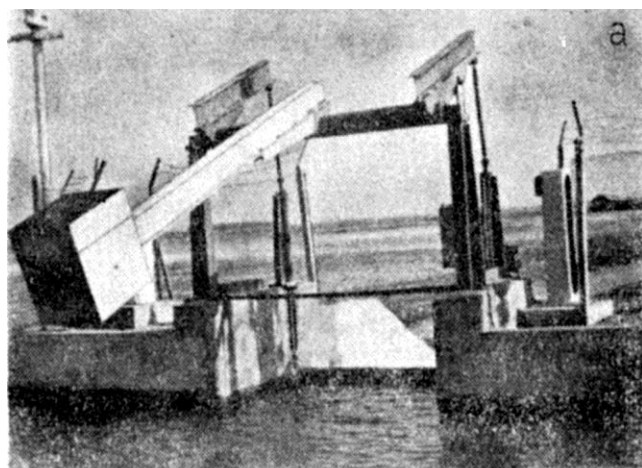
În luncă, o suprafață de 7.800 ha se irigă folosind apa din pânza freatică, prin cele 90 puțuri forate, care au și rol de drenare a luncii.

Accesul apei în canalul principal  $C_0$  se face în curent liber (gravitațional). Controlul în canal asupra nivelurilor mari se realizează numai pe porțiunea lui din interiorul incintei îndiguite, prin intermediul unui stăvilor regulator, amplasat în corpul digului, prevăzut cu

<sup>1</sup> pF – picofarazi =  $10^{-12}$ F, F = Farad.



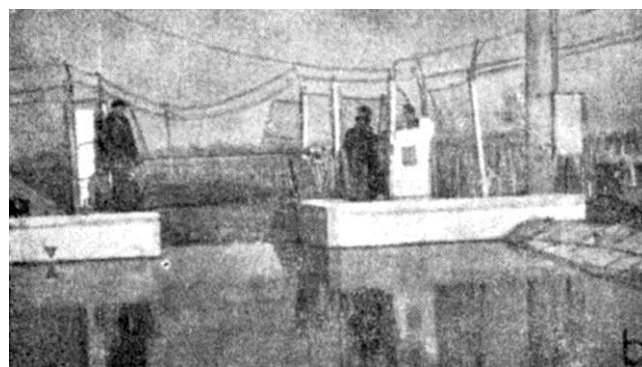
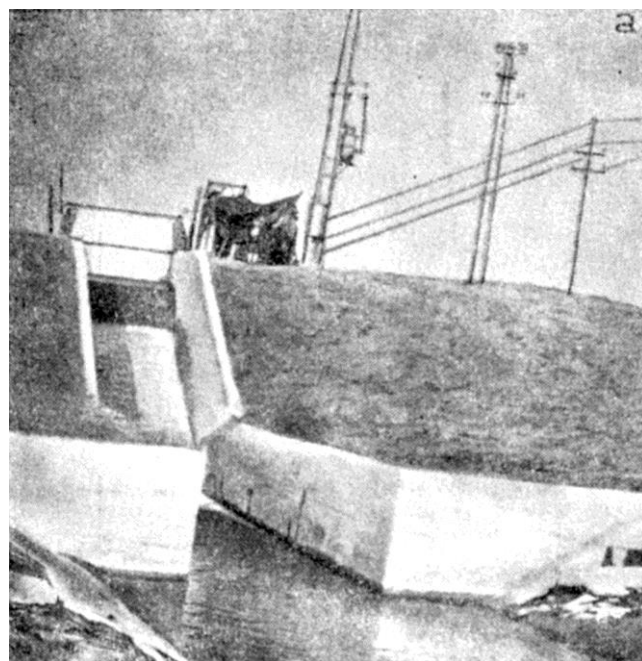




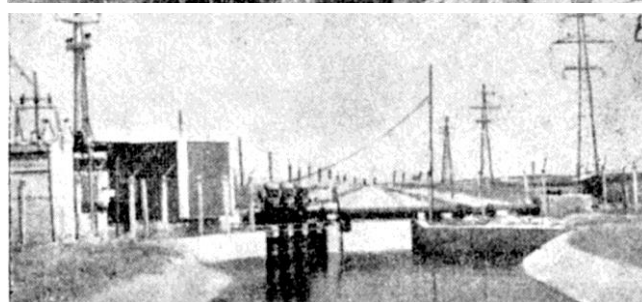
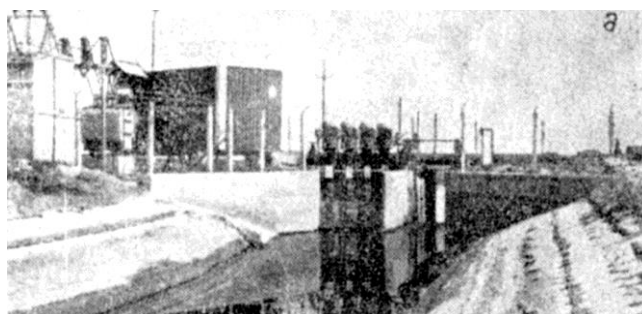
**Fig. 5.102.** Stăvilare intermediare pe canalele de distribuție cu servomotoare hidraulice (a, b, c).

În condiții de funcționare excepțională, canalele de distribuție se pot descărca automat în rețeaua special amenajată de evacuare-descărcare.

Rețeaua de canale de distribuție din zona estică a sistemului se descarcă într-un canal de desecare al incintei Potelu și de acolo în Dunăre, iar rețeaua de distribuție din zona vestică a sistemului se descarcă prin cinci canale de evacuare în Jieț și în rețeaua de desecare Murta – Lișteava (v. fig. 5.100).



**Fig. 5.103.** Stăvilare intermediare pe canalele de distribuție cu servomotoare electrice (a, b).



**Fig. 5.104.** Stații de punere sub presiune, pe canalele de distribuție: a – Stpp cu cădere în stație și stăvilare; b – Stpp fără cădere în stație și fără stăvilare.

## 5.4.2. SCHEMA GENERALĂ A AUTOMATIZĂRII<sup>1</sup>

Sistemul de irigații Sadova – Corabia este automatizat de la nivelul punct de priză-aducțiune, care este de tipul „deschisă” pe cea mai mare lungime a ei, până la nivelul ploturilor de irigații, cu conducte sub presiune îngropate. Prin automatizarea lui se asigură distribuția apei pe baza unui program prestabilit (la începutul perioadei de udare) și la „cerere”.

Automatizarea adoptată, conformă cu situația din teren (v. schema hidrotehnică din fig. 5.100) este de tipul electric (circuite electrice și blocuri electronice pentru telemăsură, telecomandă, telesemnalizare și telereglaj în sistemul de automatizare). Astfel, sistemul de irigații este dotat cu instalații electrice automate, pentru intrarea și ieșirea din funcție a stațiilor de pompare și punere sub presiune, pentru acționarea stăvilarelor și vanelor, pentru transmiterea de la distanță a comenzilor către acestea și pentru recepționarea la centrul de dispecerat și comandă a informațiilor cu privire la funcționarea acestora.

Automatizarea integrală este asigurată pentru trei mari noduri hidrotehnice: stăvilarul  $C_0$  și stațiile  $L_1$  și  $L_2$ . Restul nodurilor de distribuție au automatizare locală, de la care dispecerul primește informațiile fără a putea interveni operativ în oprirea sau pornirea stațiilor (el trimite numai echipe de serviciu).

Cele mai importante elemente ale aparaturii de automatizare folosite sunt:

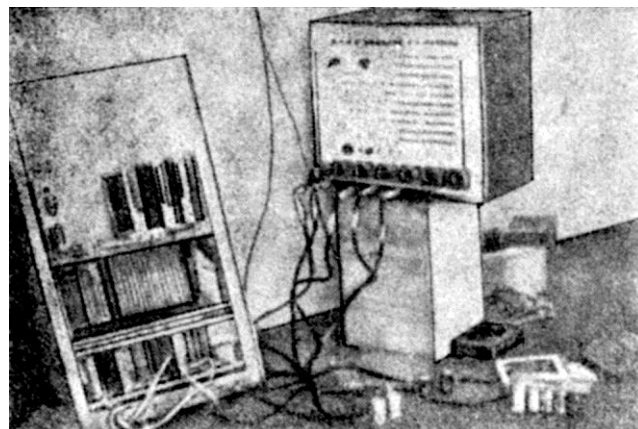
- transmițătoare cu flotor și transmițătoare de presiune tip Barton, pentru colectarea datelor. Primele sunt montate pe canalele de aducțiune-distribuție, iar secunde pe conductele sub presiune (la nivel de aducțiune și plot), în locuri prestabilite, special amenajate (puțuri de liniștire, în cazul transmițătoarelor cu flotor, legate printr-un sistem de vase comunicante cu canalele). Efectuează măsurători (de nivele, respectiv de presiuni) pe care le transmit sub formă de semnale electrice elementelor de automatizare de prelucrare a datelor;

- cabluri de telemecanică (de-a lungul canalelor, conductelor și de la acestea spre centrul dispecer), pentru transmiterea datelor sau comenzilor în sistem sub formă de semnale electrice. Sunt cabluri pentru instalații telefonice subterane, cu multe perechi de fire, protejate cu manta dublă din P.V.C.;

- cutii de joncțiune a cablurilor de telemecanică. Sunt cutii metalice închise etanș, prevăzute cu cleme și mufe de etanșare în locurile de pătrundere a cablurilor, fiind îngropate ca și cablurile;

- module logice la stațiile de punere sub presiune,

stăvilarele de capăt-amonte pe canalele de distribuție, stațiile de pompare  $L_2$  și  $L_1$ , stăvilarul regulator de priză. Sunt blocuri electronice de automatizare cu plăcuțe cu circuite imprimate, complet tranzistorizate și miniaturizate, montate în celule metalice sub formă de panouri de comandă (fig. 5.105). Prelucreează datele primite de la elementele de telemăsură, elaborează comenzi (pentru  $C_0$ ,  $L_1$ ,  $L_2$ ), în conformitate cu datele recepționate. Prin ele se închide bucla automatizării, omul neintervenind decât la început, pentru punerea în regim de funcționare a sistemului de automatizare;



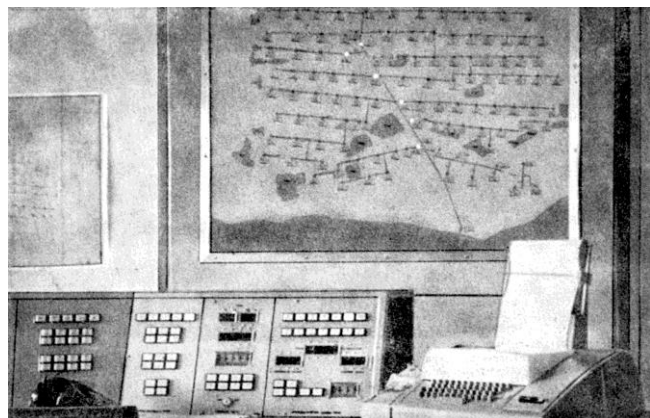
**Fig. 5.105.** Imaginea unor elemente din blocurile electronice de automatizare. Se observă celulele metalice (care se montează ca panouri de comandă) cu plăcuțele cu circuite imprimate complet tranzistorizate și miniaturizate.

- centrul de dispecerat și comandă, amplasat în apropierea stației de pompare  $L_2$ , deci implicit în zona centrală a sistemului de irigații, conține (figura 5.106): o mașină electronică de calcul pentru prelucrarea datelor, un tablou de semnalizare cu reprezentarea sistemului de irigații (traseele canalelor, pozițiile stațiilor de pompare, stăvilarelor) cu lămpi de semnalizare care arată regimul de funcționare; un pupitru de comandă, care conține toate comutatoarele necesare selectării datelor, indicatoarele și înregistratoarele logice. Pentru imprimarea informațiilor primite ciclic sau la cerere, s-a prevăzut un teleimprimator.

La Centrul de dispecerat și comandă se poate cunoaște în orice moment situația fiecărui element prevăzut cu funcționare automatizată, astfel că în caz de avarii (de exemplu, semnalizare, pompe defecte) se pot lua imediat măsuri (de exemplu, închiderea imediată și concomitentă a pompelor. La stațiile de pompare  $L_2$ ,  $L_1$ , a stăvilarului-regulator de la Dunăre). Toate semnalizările de avarie sunt transmise prioritar la camera centrală de comandă și afișate (luminos) pe tabloul de semnalizare (în fiecare punct controlat). Teleimprimatorul, care ar putea înregistra eventual și natura avariei, consemnează și ora exactă a avariei. La remedierea ei, evenimentul va fi imprimat pe teleimprimator împreună cu ora remedierii.

<sup>1</sup> Unele prelucrări – ing. Gh. Prundel (1975)





**Fig. 5.106.** Imagine din interiorul Centrului de dispecerat și comandă; se observă pupitrul de comandă, tabloul de semnalizare cu reprezentarea sistemului de irigații, teleimprimatorul.

De această dată, bucla automatizării se încheie prin operator, el fiind cel care ia hotărârile, ajutându-se de calculatorul electronic și tablourile de afișaj din dotarea centrului.

Funcționarea în regim automatizat a întregului sistem de irigații se bazează pe existența volumelor de rezervă (acumulare) din rețeaua de canale a sistemului (peste volumele din canale strict necesare pentru transportul apei cerute la irigații, care rezultă din dimensionarea canalelor aducțiunii  $C_1$  și  $C_2$  pentru debitul hidromodul și a canalelor de distribuție pentru debitul necesar administrării unei norme de udare la cultura de porumb).

Aceste volume de rezervă permit fluctuații „de nivel (10-20 cm, comandate prin electrozii asociați cu dispozitivele de reglaj, pentru nivel minim și maxim) în canalele care comandă, prin sistemul de automatizare, transportul și distribuirea apei necesară la irigații. De asemenea, aceste volume de rezervă creează și posibilitățile de funcționare a sistemului în cazul când, din motive de forță majoră, un număr de stații de punere sub presiune nu funcționează. De exemplu, în sistem pot staționa (din motive de forță majoră) un timp de 50 ore, 14 stații de punere sub presiune, fără să se producă perturbații în restul sistemului. De asemenea permite ieșirea instantanee din funcție a sistemului și intrarea lui în funcție într-un timp de 15 ore, menținând încărcat spațiul rezervat volumului de acumulare.

Pentru crearea practică a acestor volume de rezervă, în vederea punerii în funcțiune (automatizată) a sistemului de irigații, elementele lui cu funcționare automatizată pot fi acționate și prin comandă normală (de exemplu, pornirea pompelor din  $L_1$  până la umplerea lui  $C_1$ , deschiderea stăvilarelor – cap de canale secundare – până la umplerea acestora și apoi închiderea lor, pornirea unei pompe din stațiile de punere sub presiune, până la crearea în rețea a presiunii necesare).

Sistemul de automatizare realizat (după patentul firmei britanice English Electric Company) are la bază două rețele de automatizare independente, dar care conlucrează, reglându-se reciproc: rețeaua pentru automatizarea debitelor și rețeaua pentru automatizarea nivelelor.

A fost necesar să se facă separat această automatizare (deși asigurarea nivelelor necesare pe canale este, tot o asigurare de debit), pentru că diferența dintre debitul necesar pentru irigații și debitul necesar pentru completarea nivelelor (care comandă funcționarea automată a sistemului) este foarte mare.

Un sistem care să facă automatizarea în aceeași perioadă de timp și la debite mari și la debite mici ar fi necesitat o instalație de foarte mare precizie, robustă, deoarece apar șocuri repetate, iar prețul ei de cost ar fi fost foarte ridicat. Separându-se sistemul de automatizare în două părți, bazate pe cele două rețele, fiecare lucrând independent, dar rezultatele însumându-se, s-a obținut un sistem suplu și în același timp economic, acesta neinfluențându-i siguranța de funcționare.

Automatizarea pentru nivele are aici ca obiect menținerea nivelurilor constante, la cerințele din canalele de distribuție și respectiv de alimentare impuse de funcționarea lor în regim automatizat.

Automatizarea pentru debite are sarcina ca prin comenzi asupra pompelor din instalațiile de punere sub presiune, din stațiile de pompare  $L_2$  și  $L_1$  să furnizeze debitele solicitate la irigare pe ploturi și pentru menținerea nivelului constant în canale.

Sistemul de irigații este astfel automatizat încât aducțiunea să funcționeze în două regimuri: la nivel normal ridicat, în cazul unor cerințe zilnice de debite mari, și la nivel normal scăzut, în cazul cererii unor debite mici. Intrarea lui într-un regim sau altul de funcționare este comandată de la Centrul dispecer. În cazul acesta, o parte din bucla automatizării se încheie iarăși prin operator.

Comanda automatizată în sistem (dată de modulele logice) este loco-telemecanică (se transmite, din aproape în aproape, de la cel mai îndepărtat stăvilă sau stație de punere sub presiune până la stațiile de pompare, de pe aducțiune, apoi la punctul de priză și invers).

### 5.4.3. FUNCȚIONAREA AUTOMATIZATĂ A STAȚIILOR DE PUNERE SUB PRESIUNE

La nivelul ploturilor de irigație, aparatura de automatizare este concentrată în stațiile de punere sub presiune (v. fig. 5.104).

La punerea în funcțiune a sistemului de irigație la începutul perioadei de irigare, se pornește manual

prima pompă din stația de punere sub presiune ce deserveste plotul respectiv (pompă care se pornește și oprește numai prin comandă manuală). Aceasta umple rețeaua de conducte subterane cu apă și îi asigură o presiune de 6 at. Cazurile de funcționare sunt:

- nu este cerință de apă pe plot; după ce pompa a asigurat presiunea în conducte, se deschide o supapă hidraulică pe o conductă de by-pass, care evacuează surplusul de apă în canal, printr-o conductă de retur;

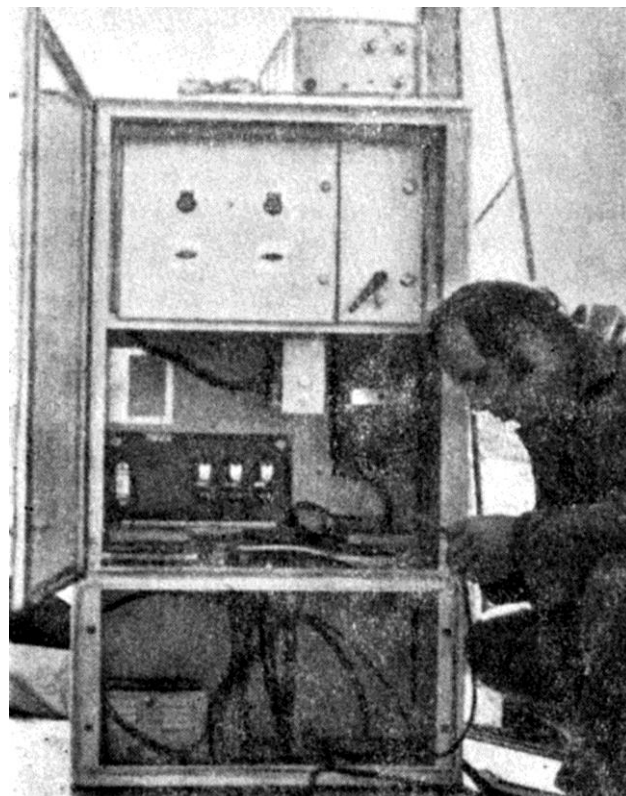
- este cerință de apă pe plot; prin deschiderea vanelor-hidrant pentru irigare, presiunea în rețeaua de conducte subterane scade, iar transmițătorul de presiune grup Barton transmite modulului logic din stația de punere sub presiune cerința de apă; acesta comandă conectarea unui număr de pompe din ce în ce mai mare, pe măsură ce cerința de apă crește, până când se stabilește un regim staționar de funcționare (debitul furnizat egal cu debitul cerut);

- când cerința de apă pe plot scade, prin închiderea unui anumit număr de hidranți, presiunea în rețea crește, lucru pe care îl sesizează transmițătorul de presiune grup tip Barton și-l transmite la modulul logic din stația de punere sub presiune; acesta comandă scoaterea (secvențial) din funcțiune a uneia sau mai multor pompe, până când se stabilește un regim staționar de funcționare.

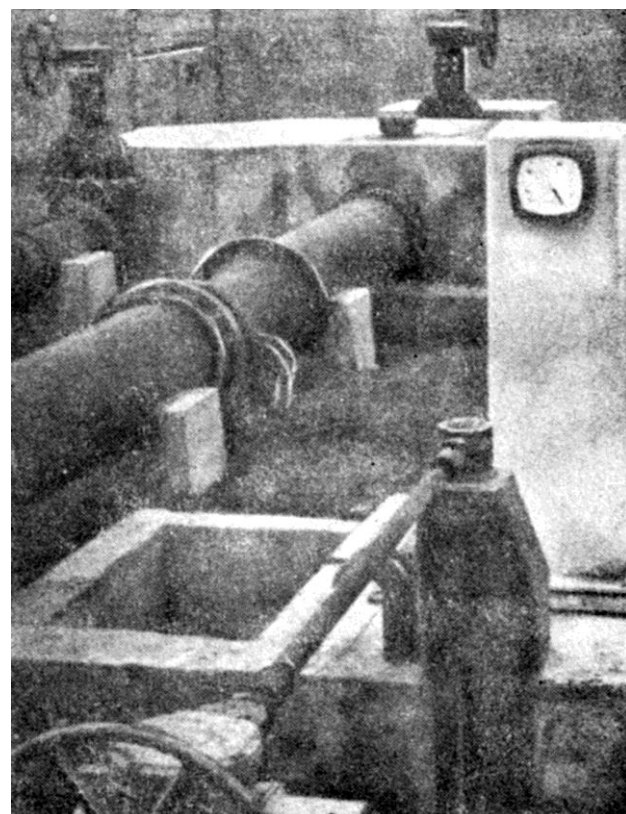
#### 5.4.4. FUNCȚIONAREA AUTOMATIZATĂ A CANALELOR DE DISTRIBUȚIE

Această funcționare se bazează, ca de altfel tot sistemul, pe o automatizare a debitelor și una a nivelurilor. Principalele elemente ale aparaturii de automatizare sunt aici concentrate în celule metalice, dispuse pe lângă stațiile de punere sub presiune și stăvilarele de pe canale (fig. 5.102; 5.103; 5.104; 5.107 și 5.108).

Stăvilarele îndeplinesc funcțiile de reglare și măsurare a debitelor, cât și de menținere a unor niveluri aproximativ constante în biefuri (între două limite, prestabilite). Măsurarea debitului prin stăvilare se face de către transmițătoarele cu flotor modificate (fig. 5.108). Transmițătorul cu flotor este o combinație dintre un transmițător „modul electric” (bloc de automatizare cu o mai largă utilizare, care generează un semnal electric proporțional cu deplasarea într-o mișcare fizică) și un transmițător cu flotor pentru măsurarea nivelului apei. În cazul de față, pentru măsurarea debitului prin stăvilare se folosesc transmițătoare cu flotor modificate, care măsoară numai înălțimea apei pe stavila deversoare. Flotorul este amplasat într-un cămin de liniștire, lateral de canal, astfel poziționat încât să fie măsurat nivelul apei înainte ca aceasta să-și accelereze curgerea peste stavilă.



**Fig. 5.107.** Celula cu blocurile electronice de prelucrare a semnalelor de debit prin stăvilă și comandă automatizată a stăvilărilor (modulul logic al stăvilărilor).



**Fig. 5.108.** Transmițător cu flotor modificat (generează semnalul de debit prin stăvilă și îl transmite modulului logic al stăvilărilor).

Debitul prin stăvilă depinde de înălțimea apei pe stavilă, dată prin diferența între nivelul apei în amonte de stavilă și nivelul crestei stavilei. Fiecărui tip de stavilă (determinat de mărimea sa și de mărimea cursei sale) îi este proprie o curbă de descărcare a apei prin el, de tipul  $Q = f(h)$ ,  $Q$  fiind debitul, iar  $h$  înălțimea apei pe creasta stavilei (fig. 5.109).

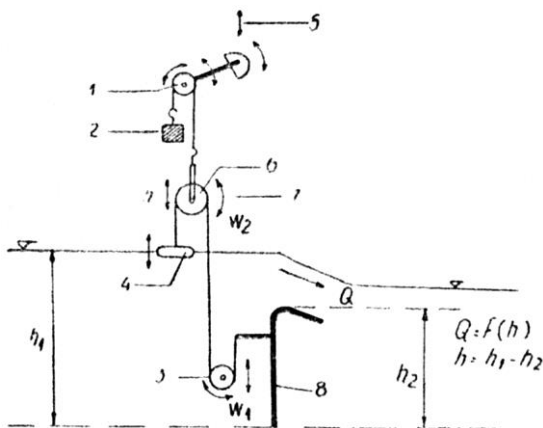


Fig. 5.109. Schema de funcționare a transmisiatorului cu flotor modificat: 1 – transmisiator; 2 – contragreutate; 3 – fulie fixă; 4 – flotor; 5 – mișcarea dispozitivului acționat de camă; 6 – cama intermediară; 7 – rotația camei intermediare; 8 – stavilă deversoare.

Cama din dispozitivul pentru măsurarea debitului este profilată special, încât mișcarea liniară a dispozitivului acționat de camă nu este proporțională cu rotația unghiulară a camei, ci cu mărimea lui  $h$ . Mișcarea liniară a dispozitivului acționat de camă este astfel proporțională cu debitul de apă prin stăvilă. Semnalul electric, produs în continuare de transmisiatorului

„modul electric”, este deci proporțional (în intensitate) cu debitul prin stăvilă. Debitul pompat de stațiile de punere sub presiune în rețelele de conducte subterane ale ploturilor sunt măsurate de transmisiatoarele de presiune diferențială de tip Barton, alcătuite din transmisiatoarele de tipul „modul electric”, în combinație cu prize de presiune diferențială de la tuburile Venturi, de pe conductele de refulare ale stațiilor de punere sub presiune (fig. 5.110).

Presiunea apei de la tubul Venturi se transmite la transmisiatorul Barton prin intermediul tubulaturii de presiune din nylon. Robineții de egalizare de pe ele dau posibilitatea separării transmisiatorului în tubul Venturi și aplicării progresive a presiunii totale din colectorul de refulare al pompelor.

Transmisiatorul (traductorul) Barton, care este un transmisiator „modul electric” combinat cu un burduf de presiune diferențială sau bloc Barton, generează un semnal electric proporțional cu presiunea diferențială înregistrată prin prizele de la tubul Venturi. Extractorul de rădăcină pătrată transformă semnalul primit de la transmisiatorul Barton într-un semnal direct proporțional cu rădăcina pătrată a semnalului de intrare și, prin urmare, cu debitul refulat la pompă.

Blocul, aparținând stației exterioare de telemecanică, transmite semnalul ce reprezintă debitul și la Centrul de dispecerat și comandă, unde datele se înregistrează automat de teleximprimator, de ele putând apoi dispune operatorul, în scopuri statistice (deci numai pentru supraveghere centrală, nu și pentru comenzi centrale).

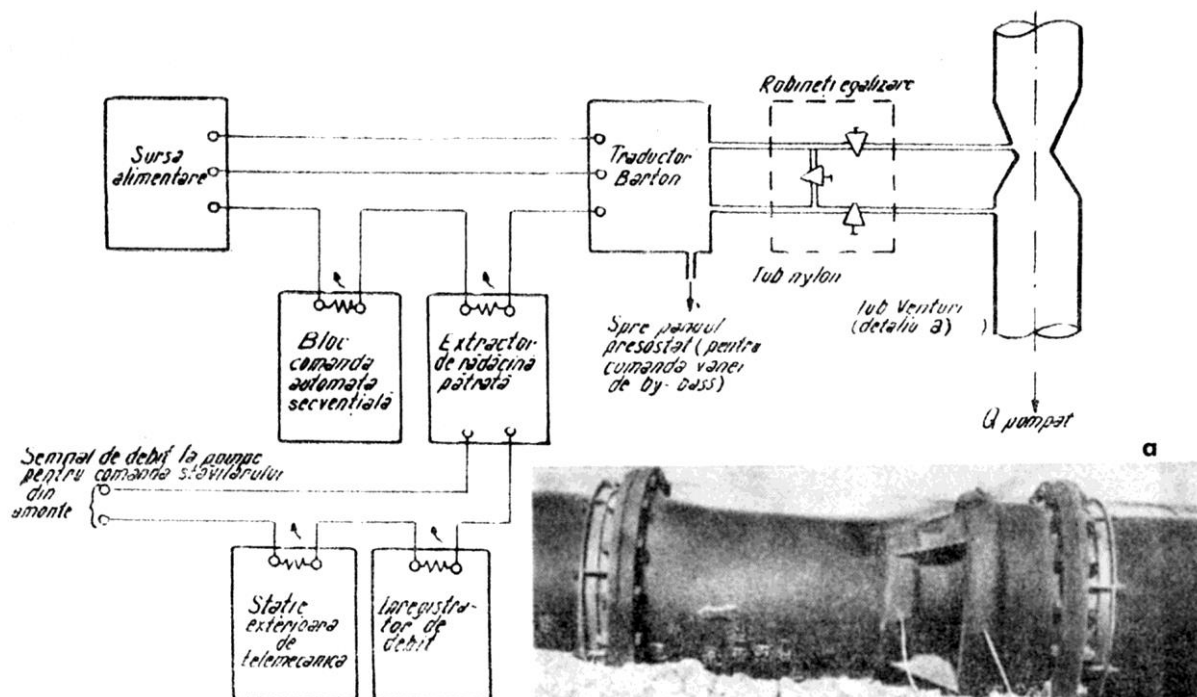
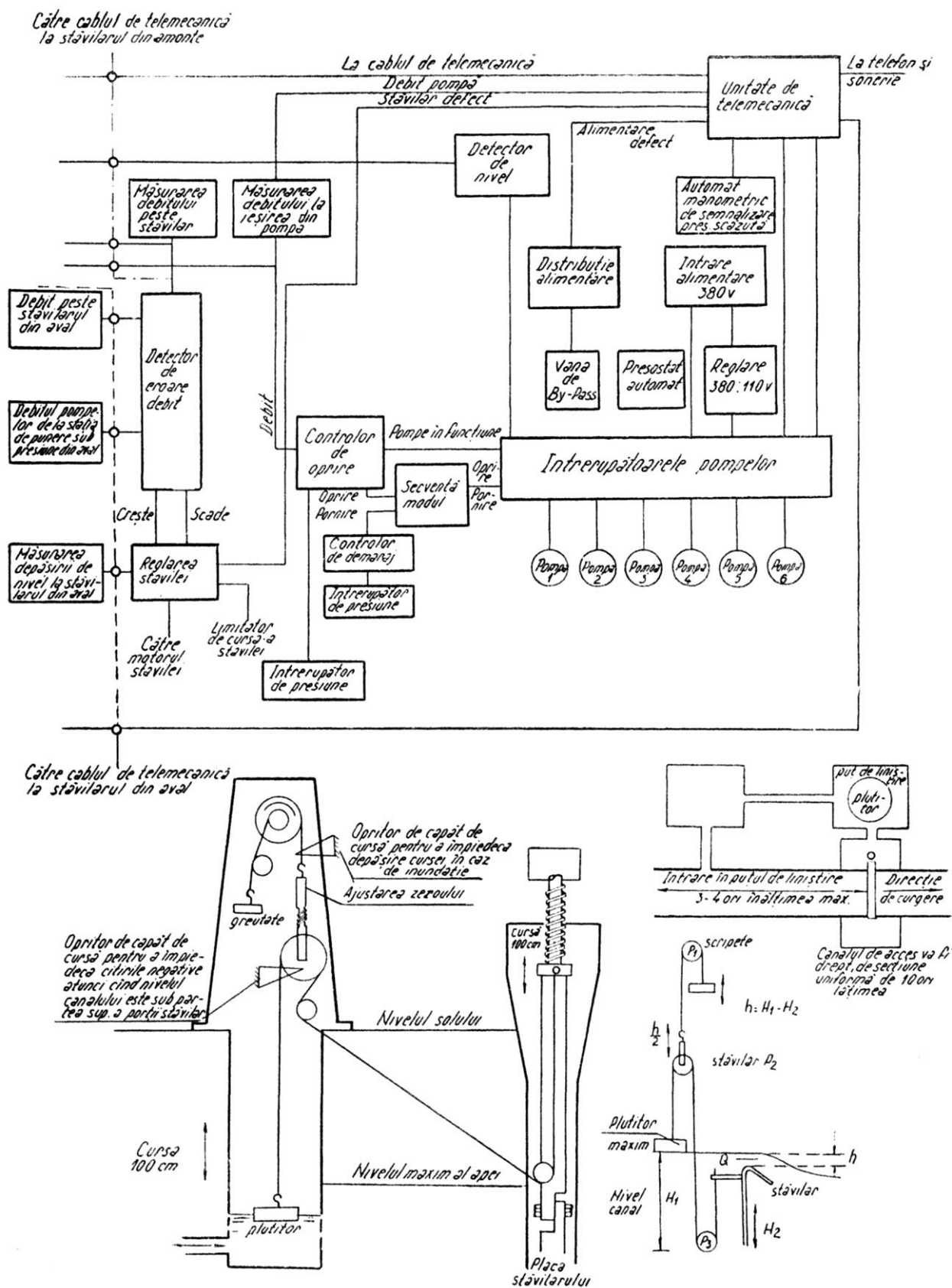


Fig. 5.110. Schema-bloc a elementelor de transmitere a semnalelor de debit la S.P.P.; a – tub Venturi (foto).





**Fig. 5.112.** Schema-bloc a sistemului de comandă al S.P.P.: 1 – nivelul superior al canalului scade și stăvilul rămâne staționar  $P \rightarrow P_2$  cade  $\rightarrow P_1$  se rotește în sens orar  $\rightarrow$  scade în fluxul indicat; 2 – stăvilul cade și nivelul superior al canalului constant  $\rightarrow P_2$  crește  $\rightarrow P$  se rotește în sens orar  $\rightarrow$  se mărește în fluxul indicat; 3 – nivelul scade și stăvilul cade simultan  $\rightarrow P_2$  se rotește dar nu se ridică sau scade  $\rightarrow$  nu există modificări în debitul indicat.

### 5.4.5. FUNCȚIONAREA AUTOMATIZATĂ A REȚELEI DE ADUCȚIUNE

Aducțiunea (v. fig. 5.100) se consideră împărțită în tronsoane, delimitate prin stațiile de pompă  $L_1$  și  $L_2$  și stăvilărilor regulator de priză, a căror automatizare se face separat, prin blocurile de automatizare dispuse la stațiile de pompă  $L_2$ ,  $L_1$  și la stăvilărilor regulator de priză, dar care conlucrează, constituind un tot unitar în cadrul întregului sistem de automatizare.

**Subsistemul de automatizare al canalului  $C_2$**  (și totodată al stației de pompă  $L_2$ ) este compus din blocurile de automatizare a debitelor și nivelelor în  $C_2$  (care conlucrează). Acestea sunt montate în cadrul panoului de comandă al stației  $L_2$ , cu excepția blocurilor de culegere a informațiilor cu privire la debitele și nivelele necesare pe canalul  $C_2$ , dispuse în teren (traductoare, module logice la stăvilărele – cap de canal secundar, cabluri de telemecanică), așa cum se poate vedea în figurile 5.113 și 5.114.

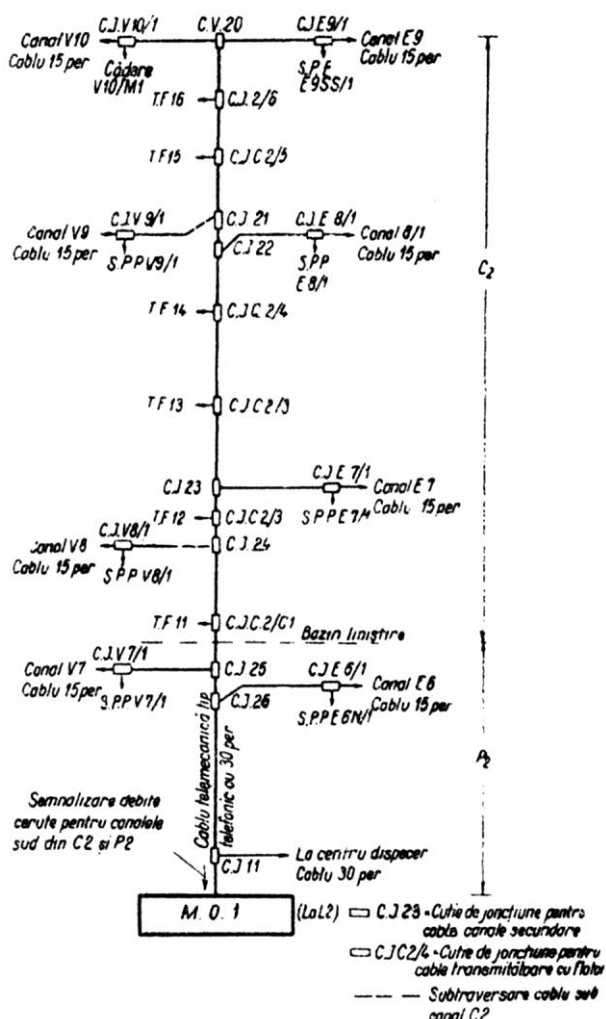


Fig. 5.113. Schema blocurilor de culegere a informațiilor cu privire la debitele pe canalul  $C_2$ .

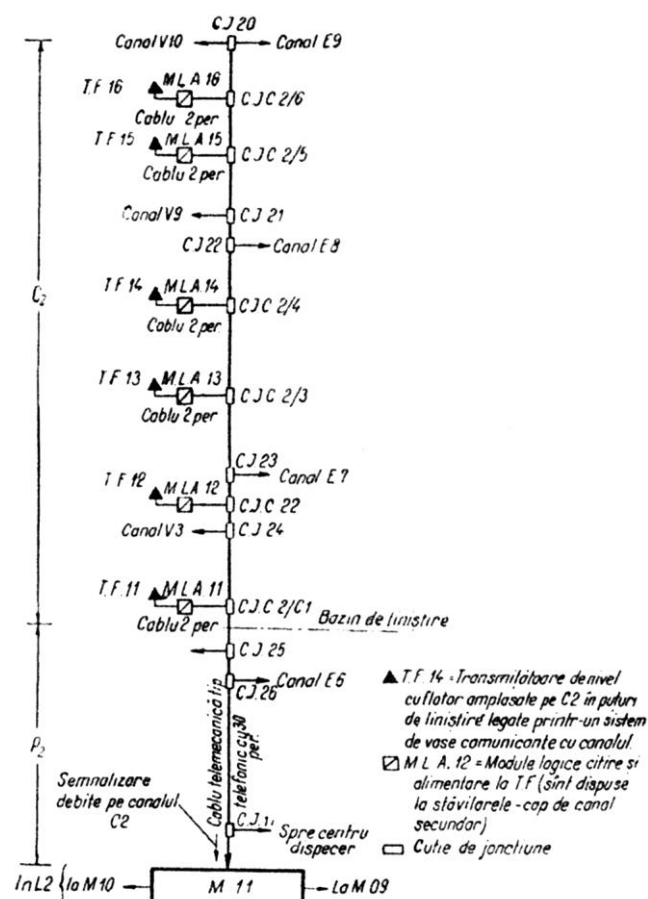


Fig. 5.114. Schema blocurilor de culegere a informațiilor cu privire la nivele pe canalul  $C_2$ .

Schema funcțională a elementelor care realizează automatizarea debitelor și nivelelor pe  $C_2$  este prezentată în figura 5.115. Acestea comandă în final funcționarea numărului strict necesar de pompe în  $L_2$  pentru furnizarea debitelor necesare în  $P_2$  și  $C_2$  (solicitate la irigare pe ploturi și pentru menținerea nivelului constant în canalul  $C_2$ , impus de funcționarea lui în regim automatizat).

Astfel, pentru furnizarea în regim automatizat a debitelor solicitate la irigare (*automatizarea de debite*):

a) în cazul când debitul necesar pentru irigare este mai mare decât debitul furnizat de pompele în funcțiune la  $L_2$  (semnalul „numărul necesar pompe în funcțiune la  $L_2$ ” > semnalul „numărul de pompe în funcțiune de referință la  $L_2$ ”), modulul logic comparator  $M03$  transmite un semnal (impuls) la modulul de comandă  $MC01$  și se comandă printr-un semnal (impuls) modulului secvențial  $MS01-06$  pornirea unei pompe. La pornirea pompei se închide unul din contactele suplimentare de la contactoarele  $CS I$  ce acționează electromotoarele pompelor din  $L_2$ , care va semnaliza blocului de culegere și prelucrare a informațiilor „debite livrate” un număr sporit (cu una) de pompe în funcțiune. Astfel, la modulul comparator  $M03$  ajunge un nou semnal, care este din nou comparat cu semnalul

„număr necesar pompe în funcțiune la  $L_2$ ” și dacă și acum acesta este mai mare, se comandă o nouă pornire de pompe, până când cele două semnale devin egale; atunci în modulul comparator se realizează un echilibru (debitul cerut pentru irigare egal cu debitul livrat).

b) în cazul când debitul necesar pentru irigare este mai mic decât debitul furnizat de pompele în funcțiune la  $L_2$  (semnalul „număr necesar pompe în funcțiune la  $L_2$ ” < semnalul „număr pompe în funcțiune de referință la  $L_2$ ”), prin modulul logic de comandă MC02 se comandă oprirea unei pompe. La contactoarele CS I se deschide unul din contactele suplimentare. Semnalul rezultat, prelucrat și transmis de blocul de culegere și prelucrare a informațiilor „debite livrate”, ajunge la modulul comparator M03, care prin comparații succesive comandă succesiv oprirea unui anumit număr de pompe, până când semnalele ce ajung la el se echilibrează (debitul cerut pentru irigare = debitul livrat).

Pentru menținerea unui nivel constant în  $C_2$ , de fapt între anumite limite, impuse de funcționarea lui în regim automatizat (*automatizarea de nivel*):

a) în cazul când semnalul „nivel mediu pe canalul  $C_2$ ” (nivel real) este mai mic decât semnalul „nivel normal înalt” sau „nivel normal scăzut” (nivele fixe, de referință, impuse de la Centrul dispecer prin modul logic M09), modulul de comandă MC03 comandă modulului M08 reducerea semnalelor „pompe în funcțiune” (primite de la contactoarele CS I) cu o mărime corespunzătoare unei pompe în funcțiune. În modulul comparator M03 din blocul „comparare informații” „debite necesare” – „debite livrate” se creează un dezechilibru, care are ca rezultat punerea în funcțiune a unei pompe ce va furniza debitul necesar pentru ridicarea nivelului real în  $C_2$ , până la valoarea nivelului normal înalt sau normal scăzut impusă. Din acest moment, modulul logic MC03 va înceta să mai transmită semnale-comenzi spre M08, care va semnaliza în continuare un număr de pompe în funcțiune mai mare cu una decât semnaliza până acum, creând iarăși un dezechilibru în modulul comparator M03, care va produce oprirea acestei pompe. În acest moment în  $L_2$  funcționează numai numărul necesar de pompe pentru acoperirea cererii de debit de pe canalele secundare.

b) În cazul „nivel real” mai mare decât „nivel de referință”, totul se petrece în sens invers cazului a.

c) în cazul când semnalul „nivel real” este mai mic decât semnalul „nivel minim de siguranță” (recepționate de la elementele din teren prin M11), modulul logic M10, prin semnalul emis, acționează asupra modulului de comandă MC01, care prin MS01-06 comandă pornirea succesivă a tuturor pompelor din  $L_2$ . Când nivelul real crește la nivelul normal (înalt sau scăzut, după comanda de la Centrul dispecer), atunci semnalul încetează și prin crearea dezechilibrului în

modulul comparator M03 se scot din funcțiune pompele care nu sunt necesare. Astfel s-a realizat protecția la nivel prea mic în canalul  $C_2$  (evitarea depășirii nivelului minim de siguranță în  $C_2$ ).

d) în cazul când semnalul „nivel real” este mai mare decât semnalul „nivel maxim de siguranță”, totul se petrece în mod analog cazului c, cu deosebirea că rezultatul este oprirea succesivă a tuturor pompelor, până când nivelul real scade sub nivelul maxim de siguranță, moment după care se mai mențin în funcțiune numai pompele necesare pentru asigurarea debitului solicitat pe canalele secundare.

La modulul secvențial MS01-06, din blocul de automatizare din  $L_2$ , se mai transmite o comandă de la Centrul dispecer, care se face numai în caz de avarie, de oprire imediată și simultană a tuturor pompelor în funcțiune.

*Observație.* În mod obișnuit, în regim de funcționare automatizată, memoria și relele-cronometru din cadrul modulului secvențial MS01-06 asigură pornirea unei pompe la cel puțin 5 minute de la pornirea sau oprirea altei pompe; la fel se procedează și la oprirea unei pompe, precum și repunerea în funcțiune a unei pompe numai la două ore după oprirea ei.

**Subsistemul de automatizare al canalului  $C_1$**  (și al stației de pompare  $L_1$ ) lucrează asemănător cu cel al canalului  $C_2$ , fiind la fel construit, cu excepția blocului de culegere și prelucrare a informațiilor „debite necesare”.

Blocurile de culegere a informațiilor cu privire la debitele necesare și nivelele pe canalul  $C_1$  sunt dispuse în teren după cum se arată în schițele din figurile 5.116 și 5.117.

Schema-bloc funcțională a elementelor care realizează automatizarea debitelor și nivelelor pe  $C_1$  este prezentată în figura 5.118. Acestea sunt dispuse în cadrul panoului de comandă de la stația  $L_1$ , cu excepția elementelor de culegere a informațiilor din teren (v. fig. 5.116 și 5.117).

**Subsistemul de automatizare al canalului  $C_0$**  este construit și lucrează diferit de celelalte sisteme, deoarece și mărimile care apar aici au caracteristici diferite (de exemplu mărimile de deplasare unghiulară a stăvilor-sector ale stăvilorului regulator de la Dunăre).

Blocurile de automatizare sunt montate în celula de automatizare de la stăvilorului-regulator; schema lor funcțională a fost prezentată anterior.

Pentru furnizarea în regim automatizat a debitelor necesare la irigare (automatizarea de debit), stăvilorului-sector se deschid atâta cât este nevoie, acționate ca urmare a informațiilor primite prin blocul de culegere a informațiilor „debite necesare”, blocul de culegere a informațiilor „debite livrate” și prelucrate în blocul de comparare a informațiilor de debit și acționare.



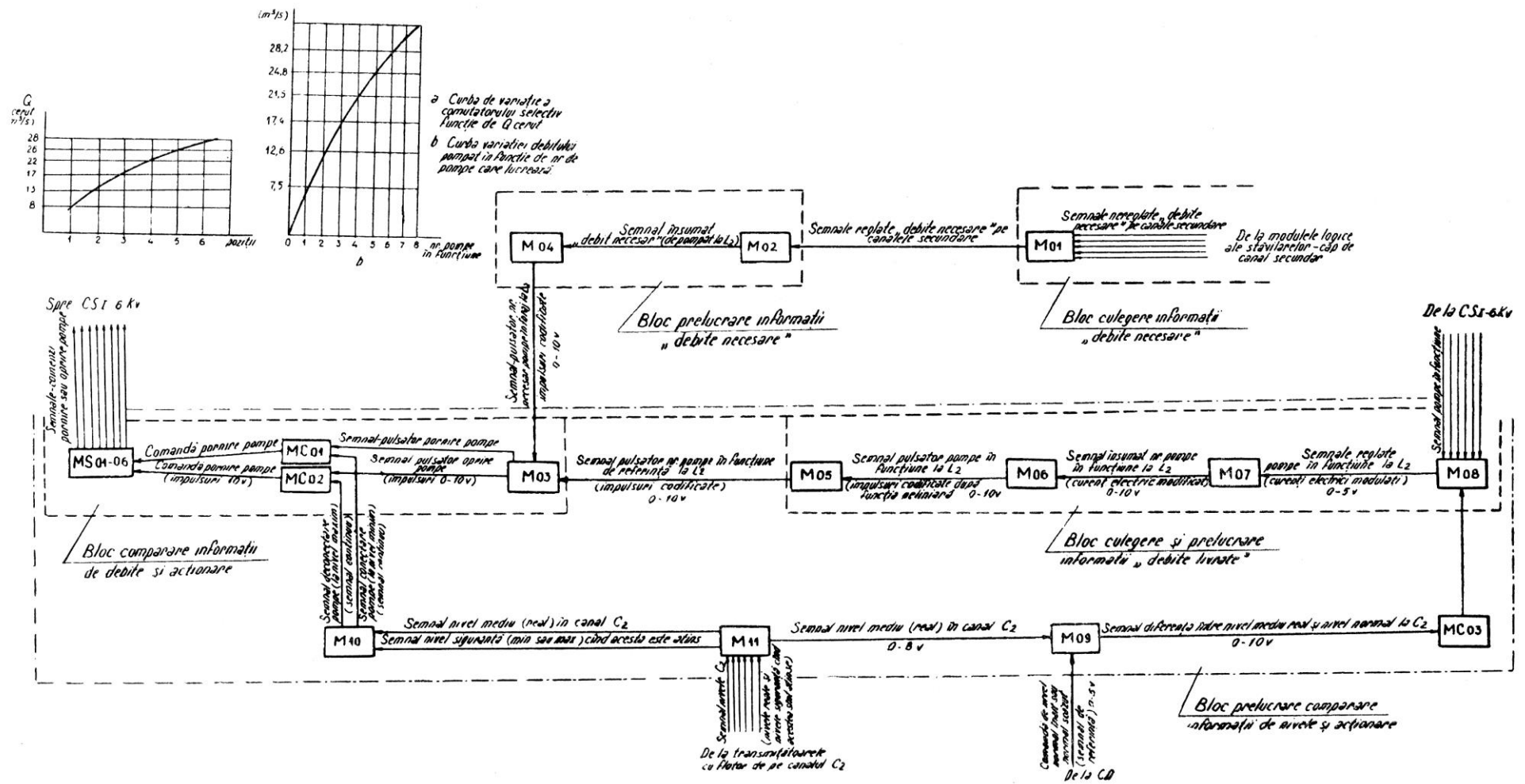
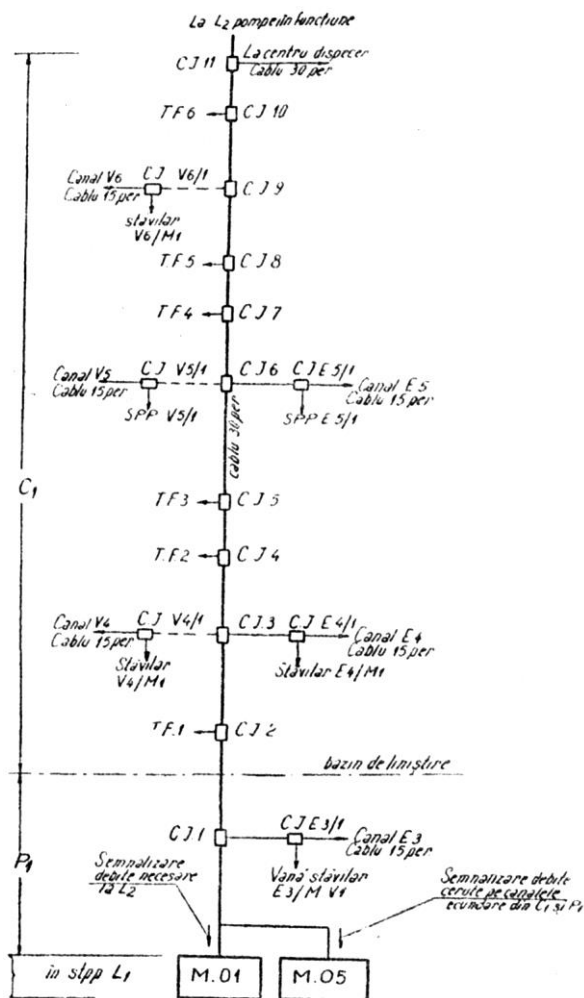


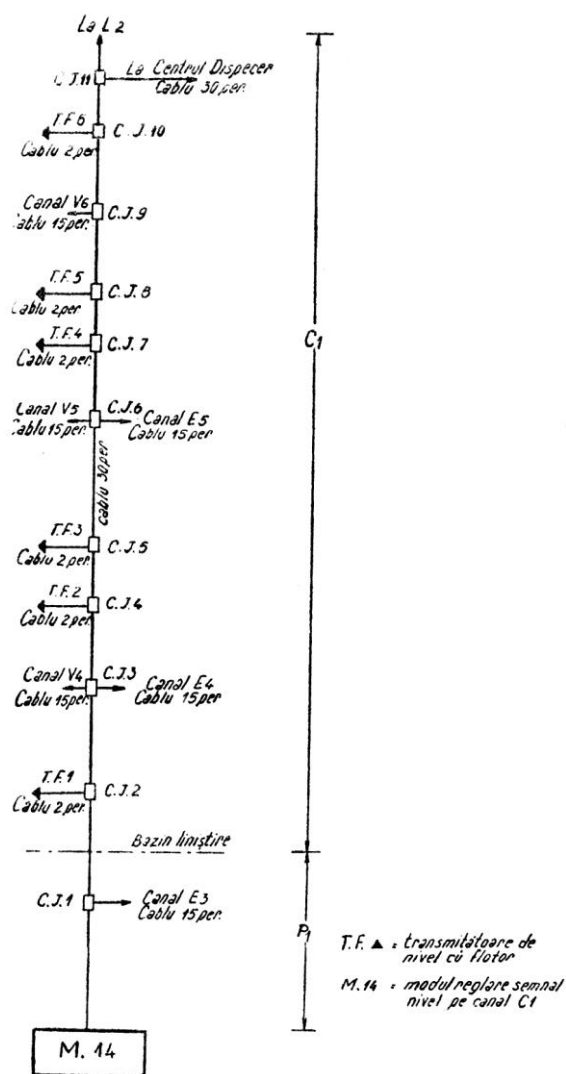
Fig. 5.115. Schema-bloc funcțională a automatizării canalului  $C_2$ , inclusiv conducta  $P_2$  și SPP- $L_2$  (blocurile de automatizare sînt dispuse în  $L_2$ )



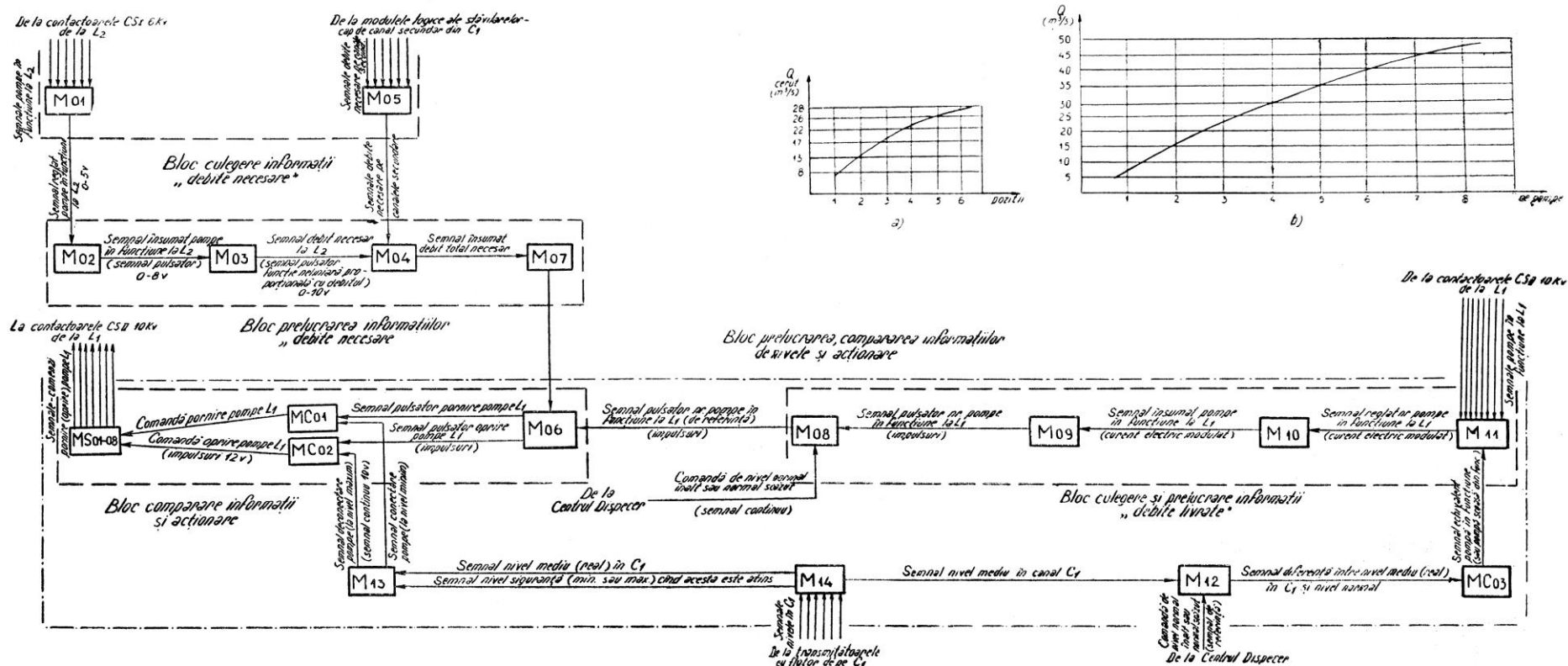
În fig. 5.115: *M01* – modul logic recepționare și reglare semnale „debite necesare” pe canalele secundare; *M02* – modul logic amplificator și însumare debite; însumează debitele necesare pe canalele secundare ce derivă din  $C_2$  și  $P_2$  și amplifică semnalul obținut; *M03* – modul logic comparare informații; compară semnalele-impuls primite de la *M04* și *M05* și decide pornirea (oprirea) unui anumit număr de pompe pentru satisfacerea cererii de debit, în funcție de situațiile: a) semnal număr pompe în funcțiune < semnal număr pompe în funcțiune de referință → pornire pompe la  $L_2$ ; b) semnal număr pompe în funcțiune > semnal număr pompe în funcțiune de referință → oprire pompe la  $L_2$ ; *M04* – modul logic amplificator general de funcții neliniare; primește semnalul însumat de debit necesar și îl transformă, prin intermediul comutatorului său selectiv, în semnal de număr necesar de pompe în funcțiune la  $L_2$ , pentru a asigura debitul necesar; transformarea se face sub formă de impulsuri, corespunzător curbei de variație a comutatorului selectiv, în funcție de debitul cerut (fig. 5.115); *M05* – modul logic de modificare a cerințelor, în funcție de comanda „nivel normal înalt” sau „nivel normal scăzut”; scade sau mărește semnalul primit de la *M06*, cu o valoare corespunzătoare unei pompe în funcțiune, după natura semnalului primit de la Centrul dispecer, în final rezultând semnalul „număr de pompe în funcțiune de referință”; *M06* – modul logic amplificator funcție neliniară „de număr pompe în funcțiune”; primește semnalul (curent electric modulat) însumat de „număr de pompe în funcțiune” la  $L_2$  și îl codifică sub formă de impulsuri, corespunzător graficului de variație al unei funcții neliniare; *M07* – modul logic însumare semnale „număr de pompe în funcțiune”; *M08* – modul logic recepționare și reglare semnale „număr de pompe în funcțiune”; *M09* – modul comparator de nivele normale; compară nivelul mediu (real) în 2 cu o valoare fixă, de referință, nivelul normal (înalt sau scăzut) după comanda primită de la Centrul dispecer; *M10* – modul logic comparator de nivele depășite; *M11* – modul logic însumare și medie de nivele canal  $C_2$ ; însumează semnalele de nivele în  $C_2$  și face o medie (semnal nivel mediu în  $C_2$ ); *MC01* – modul logic de comandă conectare pompe (generator impulsuri conectare); *MC02* – modul logic de comandă deconectare pompe (generator impulsuri deconectare); *MC03* – modul logic de comandă generator impulsuri pompă în funcțiune; în funcție de natura semnalului primit (diferență + sau -) generează semnale (impulsuri) care reduc sau măresc semnalul „număr de pompe în funcțiune la  $L_2$ ” de la *M08*, cu o valoare corespunzătoare unei pompe în funcțiune; *MS01-06* – modul logic de pornire (oprire) secvențială pompe în  $L_2$ ; *CS1* – 6kV – contactele suplimentare de la contactoarele de 6 kV, care acționează electromotoarele pompelor din  $L_2$ ; furnizează informația „număr de pompe în funcțiune la  $L_2$ ” (la *M08*).



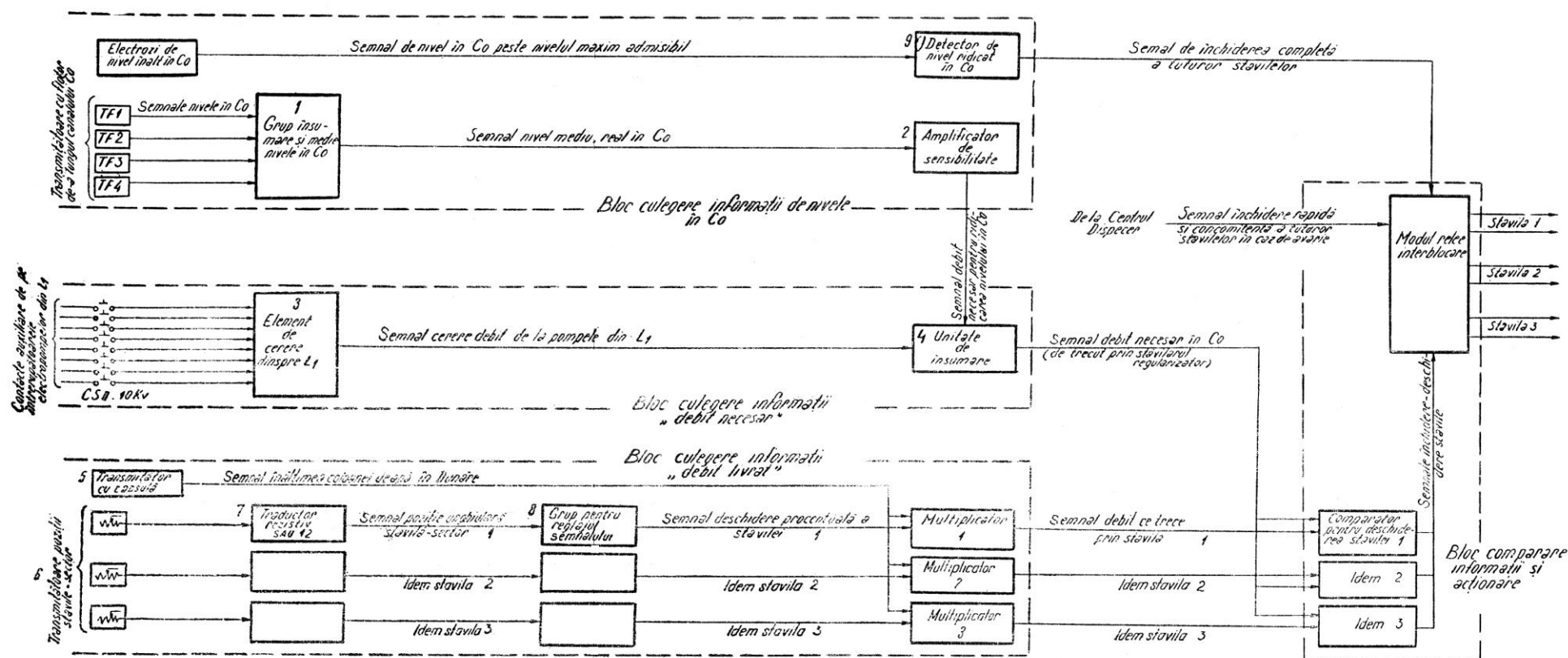
**Fig. 5.116.** Schema blocurilor de culegere a informațiilor cu privire la debite pe canalul  $C_1$ : C.J. – cutie de jonțiune; T.F. – transmitător cu flotor; *M05* – modul de reglare semnale debite necesare canale secundare; *M01* – modul de reglare semnale pompe în funcțiune la  $L_2$ .



**Fig. 5.117.** Schema blocurilor de culegerea informațiilor cu privire la nivele pe canalul  $C_1$ .



**Fig. 5.118.** Schema-bloc funcțională a automatizării canalului  $C_1$ , inclusiv conducta  $P_1$  și  $L_1$  (blocurile de automatizare sunt dispuse în  $L_1$ ): M01 – modul logic reglaj semnale pompe în funcțiune la  $L_2$ ; M02 – modul logic însumare semnale pompe în funcțiune la  $L_2$ ; M03 – modul logic generator funcție neliniară proporțională cu debitul necesar; transformă semnalul primit de pompe în funcțiune la  $L_2$ , în semnal de debit necesar la  $L_2$ ; codificarea se face sub formă de impulsuri, corespunzător funcției neliniare cu graficul din figura 5.118. a; M04 – modul logic amplificator și însumare debite; M05 – modul logic reglare semnale debite cerute pe canalele secundare care derivă din  $C_1$ ; M06 – modul logic comparator de semnale și generator de impulsuri; compară semnalele-impuls primite de la M07 și M08 și decide pornirea (oprirea) unui anumit număr de pompe, până când  $Q_{\text{cerut}} = Q_{\text{livrat}}$ ; M07 – modul logic generator de funcție neliniară; transformă semnalele de debit necesar în semnal pompe necesar a fi puse în funcțiune la  $L_1$ ; transformarea se face codificând semnalul primit, sub formă de impulsuri corespunzător funcției neliniare cu graficul din figura 5.118. b; M08 – modul de modificare a cerințelor, în funcție de comanda de nivel înalt sau nivel scăzut, primită de la Centrul dispecer; M09 – modul logic generator funcție neliniară de pompe în funcțiune; transformă semnalul primit în semnal pulsator (impulsuri); M10 – modul logic de însumare semnale „pompe în funcțiune la  $L_1$ ”; M11 – modul logic de recepționare și reglare semnale „pompe în funcțiune la  $L_1$ ”; M12 – modul logic comparator de nivele normale; compară nivelul mediu (real) în  $C_1$  cu o valoare fixă de referință, nivelul normal (înalt sau scăzut, după comanda de la Centrul dispecer); M13 – modul logic comparator de nivele depășite; M14 – modul logic însumare și medie nivele canal  $C_1$ ; însumează semnalele de nivele în  $C_1$  și face o medie (semnal nivel mediu în  $C_1$ ); MC01 – modul logic comandă conectare pompe  $L_1$  (generator impulsuri conectare); MC02 – modul logic comandă deconectare pompe  $L_1$  (generator impulsuri deconectare); MC03 – modul logic de comandă, generator impulsuri pompă în funcțiune; MS01-08 – modul logic de pornire (oprire) secvențială pompe  $L_1$ ; CS11 – 10 kV – contactele suplimentare de la contactoarele de 6 kV care acționează electromotoarele pompelor din  $L_{12}$   $L_5$  M11 furnizează informația „număr de pompe în funcțiune la  $L_1$ ”.



**Fig. 5.119.** Schema-bloc funcțională a automatizării stăvilărilor regularizator CO: 1 – grup însumare și medie nivele în  $C_0$ , însumează semnalele de nivele în  $C_0$  primite de la transmițătoarele cu flotor și face o medie; 2 – amplificator de sensibilitate, transformă semnalul primit de nivel mediu în  $C_0$  în semnal de debit necesar pentru ridicarea nivelului respectiv până la nivelul normal, corespunzător funcționării în regim automatizat a sistemului; 3 – element de cerere dinspre  $L_1$ , reglează semnalele primite și le însumează; transformă semnalul primit de pompe în funcțiune la  $L_1$  în semnal de debit necesar la  $L_1$ ; 4 – unitate de însumare, însumează semnalele de „debit necesar la  $L_1$ ” și „debit necesar pentru ridicarea nivelului în  $C_0$ ” (pentru menținerea unui nivel constant în  $C_0$ ); 5 – transmițător cu capsulă (transmițător de presiune grup, tip Barton), măsoară nivelul în Dunăre, luând ca punct de referință (zero) nivelul biefului din  $C_0$ ; 6 – grup pentru reglajul semnalelor, transformă semnalul de poziție unghiulară a stăvilăi – sector, în semnal de deschidere procentuală a ei; 7 – multiplicator, corectează semnalul „deschidere procentuală a stăvilăi” în funcție de semnalul „înălțimea coloanei de apă în Dunăre”, transformându-le în semnal „debit ce trece prin stăvilă” în momentul respectiv; 8 – comparator pentru deschiderea stăvilăi, compară cele două semnale primite și emite semnalul-comandă de închidere (deschidere) a stăvilăi, până când cele două semnale primite devin egale (echilibru, regim de funcționare staționar); 9 – M.r.i., dirijează închiderea-deschiderea corespunzătoare a stăvilăilor sau închiderea lor completă și concomitentă în caz de nivel maxim periculos în  $C_0$  sau avarii în sistem.

Pentru menținerea unui nivel constant în  $C_0$  (automatizarea de nivele), stăvilile se închid-deschid corespunzător, ca urmare a informațiilor primite prin blocul de culegere a informațiilor de nivele pe  $C_8$  și prelucrate apoi de elementele care în același timp fac parte și din blocurile de automatizare a debitelor (fig. 5.119).

Tot automatizat, pe  $C_0$ , se realizează și o protecție la nivel maxim: un sistem de electrozi amplasat de-a lungul lui  $C_0$  5 puțuri de nivel transmite informația de depășire a nivelului maxim admisibil în  $C_0$ , determinând închiderea completă a tuturor stăvililor din stăvilarul regulator (idem retransmite nivelul de la  $C_1 - C_0$  – stăvilar). La coborârea nivelului apei în  $C_0$  până la cel normal, prin sistemul de electrozi se recepționează acest lucru de către blocurile de automatizare ale stăvilarului regulator, care intră în funcționare normală.

## 5.5. EXEMPLU DE AUTOMATIZARE ELECTRICĂ COMPLEXĂ, FOLOSIND INFORMAȚIILE DE DEBIT (EXEMPLU SISTEMUL DE IRIGAȚII OLT – CĂLMĂȚUI)

Spre deosebire de sistemul Sadova-Corabia, sistemul de irigații Olt-Călmățui (suprafață irigată 47.000 ha, din care 44.819 ha prin aspersiune) cu automatizare complexă tot de tipul electric, are prevăzute rezerve limitate de apă în canale (circa 1.000.000 m<sup>3</sup>), acestea fiind dimensionate pentru vehicularea debitului maxim calculat. Prin aceasta s-a micșorat considerabil volumul de construcții, iar comanda automată, pentru asigurarea debitului cerut, are la bază informațiile de debit prelucrate de o mașină electronică de calcul.

Ca și la Sadova – Corabia, și aici rețeaua de aducțiune-distribuție este de tipul deschisă, ridicarea apei prin pompare nefăcându-se decât acolo unde este strict necesar (la centrul de priză de la Dunăre și din luncă pe terasă – două trepte: bază +  $P_{2+3}$ ).

A fost necesar să se adopte un înalt grad de automatizare, care posedă totodată și flexibilitatea necesară pentru a opera toate modificările impuse de schimbările regimului de udare. O mașină electronică de calcul, montată într-un punct central de comandă, primește informațiile furnizate de elementele de automatizare locală din teren și, în conformitate cu ele, stabilește și comandă regimul optim de funcționare al sistemului de irigații.

Stațiile de punere sub presiune sunt comandate automat în mod asemănător celor din sistemul Sadova – Corabia. La stațiile de pompare de pe aducțiune, comanda automată locală pornește sau oprește pompele, în funcție de debitul de apă necesar, transmis de stația

centrală de comandă sau pentru menținerea în canale a nivelurilor între anumite limite prestabilite (pentru securitatea funcționării acestora și a pompelor).

Comanda automată locală a stăvilarelor regulate de pe canale se realizează prin mici calculatoare analogice, montate la fiecare stăvilar. Debitul de apă ce trece prin stăvilar este comparat continuu cu debitul cerut prin stăvilar, stabilit de mașina de calcul pe baza informațiilor primite de la consumatorii din aval de stăvilar. Mașina de calcul va transmite debitele cerute ca semnale de referință la calculatoarele analogice locale și orice diferență sesizată între cele două debite va determina sistemul automat de comandă să acționeze stăvila într-o nouă poziție, pentru eliminarea diferenței. Întrucât relația între debitul prin stăvilar și suprafața de deschidere a stăvilei nu este liniară, mașina de calcul va folosi coeficienții corespunzători pentru fiecare stăvilar, reținuți în memoria sa.

Ținând cont de faptul că nu este posibil a se întocmi o balanță exactă a debitelor cerute, lucru cauzat în principal de modificarea secțiunii canalelor în timpul și datorită funcționării, sistemul debitmetric de comandă din sistemul de automatizare s-a combinat cu un sistem de control al nivelurilor. Acesta preia suprareglajul stăvilei, în funcție de nivelul apei în aval, la atingerea unor niveluri prea ridicate sau coborâte, anterior prestabilite. Nivelul în avalul stăvilarului ieșind din aceste limite, se va comanda acționarea stăvilei în poziția complet deschisă sau închisă, lansând totodată la punctul central de comandă un semnal de avarie.

Sistemul de automatizare adoptat aici exclude cu totul necesitatea intervenției omului în funcționarea lui (decât numai în caz de avarii), mașina electronică de calcul fiind aceea care controlează sistemul de telemetrie, realizează calculele de comandă, transmite semnalele de comandă necesare, memorează și imprimă informațiile pe hârtia de înregistrare, imprimă semnalele de avarie.

Flexibilitatea necesară sistemului este asigurată, eventualele modificări necesare putând fi efectuate prin modificarea programului mașinii de calcul.

## 5.6. AUTOMATIZAREA PRIVIND INFORMAȚIILE DE NIVEL (EXEMPLU – SISTEMUL DE IRIGAȚII TERASA NICOREȘTI – TECUCI – MOVILENI)

Sistemul de irigații Terasa Nicorești – Tecuci – Movileni, în suprafață de 13.840 ha, este alimentat cu apă prin pompare din râul Siret ( $Q = 10$  m<sup>3</sup>/s, priza Ionășești).

Date fiind condițiile orografice, alimentarea se face cu două trepte de pompare cu presiuni diferite, iar metodele de udare alese sunt: aspersiunea (91% din suprafață) și scurgere la suprafață (9% din suprafață).

Partea sudică a zonei este alimentată prin canalul  $CA_S$ , cu o capacitate de transport de  $6,0 \text{ m}^3/\text{s}$ , iar partea nordică este străbătută de o rețea de conducte subterane, începând cu refularea de la S.P. Ionășești, cu capacitatea de  $4,0 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $CA_N$ ).

Automatizarea adoptată în acest sistem este de tip hidraulic, folosind *informațiile de nivel*. Cu ajutorul unui clapet-fluture, amplasat la capătul aval al conductei de refulare și comandat de un flotor, se reglează debitul refulat. Flotorul urmărește fluctuațiile nivelului hidrodynamic în bazinul de refulare ce alimentează canalul principal sau cel de aducțiune, închizând sau deschizând vana fluture, după necesități. Când consumul în aval este nul, flotorul are poziția ridicată maxim, iar vana-fluture obturează complet conducta de refulare.

*Vana-fluture* (fig. 5.120 și fig. 5.121) se compune din următoarele subansamble: corpul vanei, clapetul, flotorul, sistemul de pârghii. Corpul vanei este o construcție metalică din conductă  $D_n = 1000 \text{ mm}$ , cu o parte dreaptă prevăzută cu flanșe și un cot la  $90^\circ$  terminat cu un deflector. Pe cotul corpului vanei este asamblat, prin sudură, suportul articulației, iar în interior este montat clapetul-fluture, cu formă eliptică și înclinație la  $45^\circ$  față de axa părții drepte, în poziție închis.

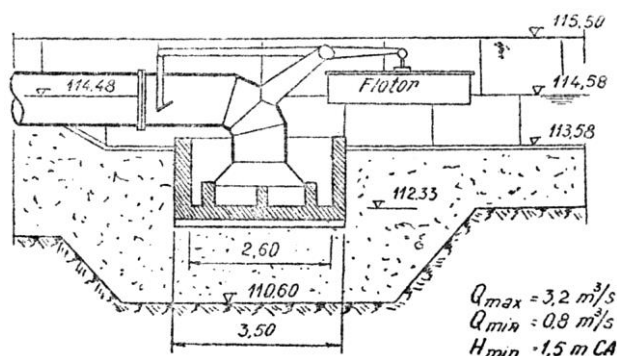


Fig. 5.120. Vană-fluture folosită în automatizarea sistemelor de irigație (schemă).

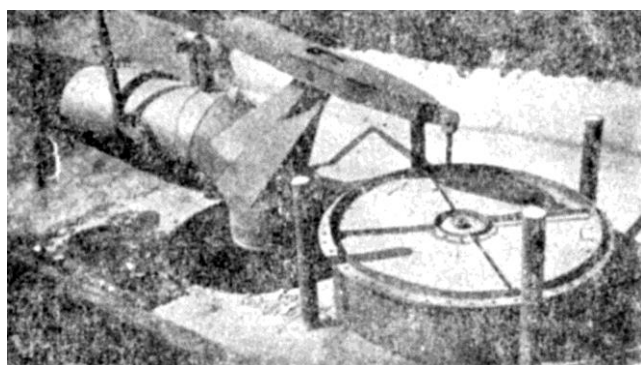
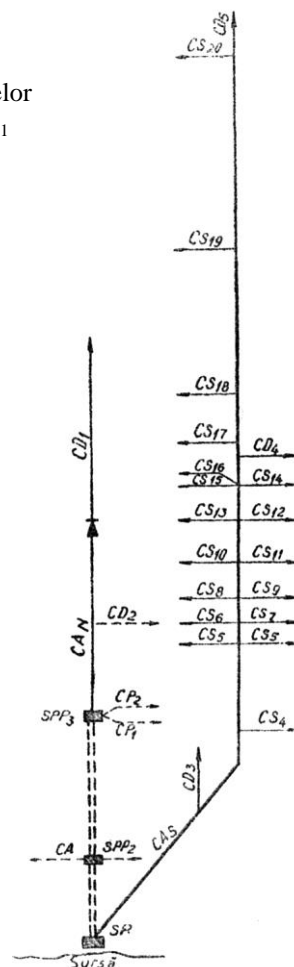


Fig. 5.121. Vană-fluture (foto).

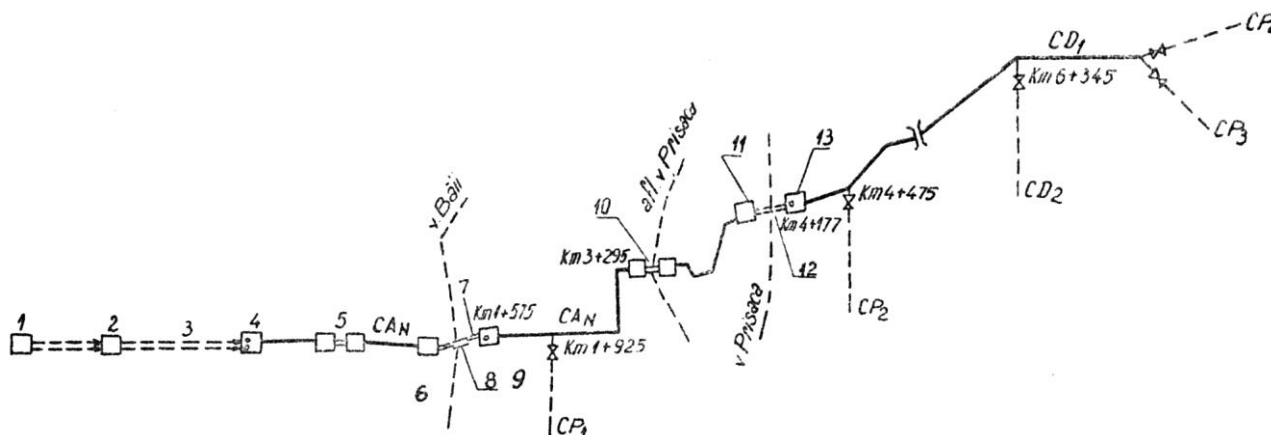
*Flotorul* este un rezervor cilindric etanș, care are central o piuliță, prin care se înfiletează tija ce transmite mișcarea sistemului de pârghii.

*Canalul de aducțiune Nord* ( $CA_N$ ) și *canalul de aducțiune*  $CD_1$  (fig. 5.122) sunt complet automatizate hidraulic. Automatizarea intră în funcțiune când canalele au acumulat o cantitate de apă care să dea un nivel impus de rețea. Deci, pe tot timpul perioadei de vegetație, rețeaua  $CA_N - CD_1$  are apă până la nivelul necesar instalațiilor de automatizare.

Fig. 5.122. Schema canalelor automatizate  $CA_N$  și  $CD_1$  și a canalului  $CA_S$ .



Funcționarea automată se realizează (fig. 5.123) astfel: după ce canalul  $CD_1$  a acumulat apa la nivelul maxim admis, obturatorul-fluture, amplasat în capătul amonte al lui  $CD_1$ , la ieșirea din subtraversarea văii Prisaca (km 4+177), se închide complet. Închiderea acestuia duce la creșterea nivelului în bieful II al canalului  $CA_N$ , nivel ce comandă obturatorul-fluture de la km 1+575 (capătul-aval al sifonului ce subtraversează valea Băii). Satisfacerea nivelului maxim în bieful II duce la preluarea comenzii de către obturatorul de la km 0+000 (capătul aval al conductei de refulare). Închiderea acestei vane conduce la ridicarea nivelului în bazinul de compensare al stației de punere sub presiune SPP 3, nivel care, fiind transmis la priză, prin rețelele electrice, conduce la oprirea parțială sau totală a pomparei.



**Fig. 5.123.** Schema amplasării regloatoarelor automate și a construcțiilor auxiliare pe canalele automatizate  $CA_N$  și  $CD_1$ : 1 – SP de bază; 2 – SPP<sub>2</sub>; 3 – conductă aducțiune SPP<sub>2</sub> – SPP<sub>3</sub>; 4 – SPP<sub>3</sub> (pe conducta de aducțiune sunt montați obturatorii tip fluture care reglează nivelul apei pe  $CA_N$  tronson km 0+00 – 1+0,95; 5 – subtraversare drum și conductă gaz metan; 6 – racord canal-conductă subtraversare; 7 – conductă subtraversare; 8 – descărcător automat tip Neyrpic și golire de fund într-o vale; 9 – obturator fluture pe  $CA_N$ ; 10 – subtraversare sifon; 11 – racord canal – conductă subtraversare; 12 – descărcător automat tip Neyrpic și golire de fund într-o vale; 13 – obturator fluture pentru reglarea nivelului pe  $CD_1$ .

Mișcarea inversă a vanelor se produce când în rețea intervine un consum, pe oricare din biefuri. Vana din amonte biefului restabilește nivelul de automatizare impus, transmițând în amonte cererea de apă. Stația de pompare Ionășești este automatizată tot cu ajutorul informațiilor de nivel culese de doi traductori (electrozi monopolari), unul pentru nivelul maxim și altul pentru nivelul minim al apei. Intrarea pompelor în funcțiune este comandată de circuite de temporizare, cu perioada de 15-30 secunde.

## 5.7. CONTRIBUȚII PE PLAN MONDIAL LA FIXAREA UNOR PRINCIPII MODERNE DE EXPLOATARE AUTOMATĂ A REȚELELOR DE IRIGAȚIE

### 5.7.1. CONTROLUL AUTOMAT AL DEBITELOR PE CANALE

În esență, controlul automat determină poziția vanelor pe canal. Controlul nivelului apei în amonte are avantajul că permite canalului să înmagazineze cantitatea maximă de apă, fără să producă revărsări. Însă, la apariția unei cereri în aval, controlul nivelului amonte închide vana (pentru menținerea nivelului în amonte), cererea din aval rămânând nesatisfăcută sau parțial satisfăcută.

Pentru a da canalului posibilitatea de înmagazinare și distribuție este necesară o comandă care să se sizeze atât nivelul amonte cât și aval.

În controlul automat al debitului se au în vedere

unele caracteristici legate de: particularitățile vanei (constructive și funcționale), viteza de lucru (la acționarea vanei), reacția dinamică a apei în canal.

Calcularea poziției corecte a vanei se face cu ajutorul unor circuite electronice. Diagrama sistemului de control este dată în figura 5.124 [18]<sup>1</sup>.

Mărimile de intrare ale sistemului de calculat sunt nivelul apei amonte, nivelul de referință amonte, nivelul apei aval și nivelul de referință aval, iar mărimile de ieșire sunt închiderea de contact ridicat și scăzut pentru motorul de acționare a vanei.

Explicațiile notațiilor din figura 5.124 sunt următoarele:

$\Delta L_1$  – mărime de alimentare pentru multiplicatorul  $k$ , reprezentând orice diferență între nivelul apei amonte și nivelul de referință amonte;

$\Delta L_2$  – a doua mărime de alimentare pentru multiplicatorul  $k$ , reieșită din comparația parametrilor din aval;

$\Delta h$  – variația echivalentă vârfului, folosită ca mărime de intrare în calculator.

Pe baza rezolvării ecuației

$$\Delta d = A\Delta h + B \int_0^{\infty} \Delta h dt$$

unde:  $\Delta d$  este variația deschiderii vanei;  $\Delta h$  – variația echivalentă vârfului;  $A$ ,  $B$  – constantele procesului (determinate pe baza parametrilor canalului, dimensiunilor vanei, vitezei de lucru a vanei și răspunsului dinamic al canalelor); se calculează toate variațiile în deschiderea vanei.

În comparație cu acționarea manuală, metoda

<sup>1</sup> Paul H., Ditzle. *An automatic flow control for canals*, Question 28.2, Varna, 1972.

automatizării, descrisă mai sus, duce la creșterea capacității medii de înmagazinare a apei în canal cu 35%, iar a capacității minime cu 81%. Acest fapt reprezintă o modalitate de creștere a posibilității de răspuns la cererile de apă amonte și aval de punctul de comandă. Conceptul de „înmagazinare și distribuție” reduce simțitor pierderile, permite o utilizare economică a apei și minimizează costul exploatării.

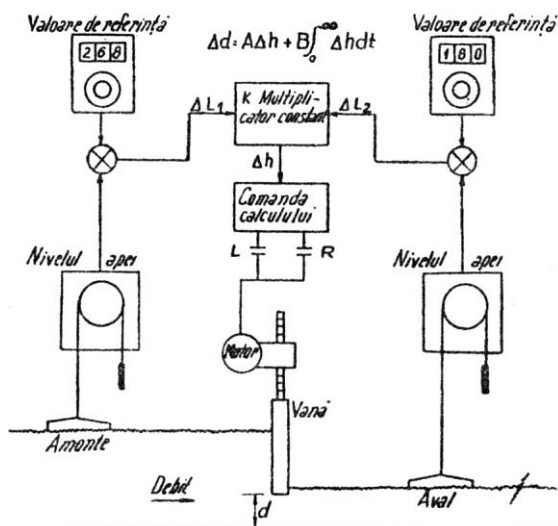


Fig. 5.124. Schema de comandă a calculului: mărimi de intrare: diferența dintre nivelul apei amonte și nivelul de referință, nivelul apei aval și nivelul de referință. Mărimi de ieșire: închiderile contactului de ridicare și coborâre ale motorului vanei [18].

## 5.7.2. EXPLOATAREA AMENAJĂRILOR MARI DE IRIGAȚII

Automatizarea în irigații are o importanță deosebit de mare, mai ales când este vorba de complexe mari. De exemplu, în Regiunea 7 a Biroului de ameliorații din S.U.A.<sup>1</sup>, care cuprinde mai multe bazine hidrografice și mai multe sisteme hidrotehnice, automatizarea a adus avantaje incontestabile.

Amenajările construite și exploatate de organizația amintită cuprind 34 de baraje, 12 canale de evacuare, care controlează 30 de rezervoare. De asemenea, pe râurile din zona respectivă sunt 12 centrale energetice în a căror exploatare se folosesc mai multe tipuri de comandă la distanță: sistem de comandă manuală, teleghidă, sistem de comandă automată, telemetrie, telecontrol.

Majoritatea sistemelor de telecontrol pot fi adaptate la un ordinat, care poate fi folosit la programarea apei (programarea cererii de apă pentru energie sau irigații).

Automatizarea duce la micșorarea substanțială a necesarului de forță de muncă, care ar costa mult în cazul sistemelor mari. Amplasarea centrelor dispecer trebuie să se facă în centrul de greutate al zonei controlate și comandate, înlesnind astfel legăturile cu punctele periferice din zona respectivă.

Ca exemplu de *automatizare complexă* (hidraulică și electrică) a rețelilor deschise de aducțiune și derivații poate servi și S.I. Canal Provence – Franța (fig. 5.125) [24]. Caracteristicile constructive ale schemei hidrotehnice și etapele de execuție sunt centralizate în tabelul 5.4.

În procesul de automatizare, pe lângă instalațiile de tipul celor descrise anterior (regulatoare de debit și de nivel), în S.I. Canal Provence se evidențiază: nodurile hidrotehnice complexe, derivațiile comandate prin ordinatoare, camere de rupere de pantă și centre dispecer, care, prezentate foarte sumar în continuare, pot servi ca exemple.

*Nodul hidrotehnic complex Rians* (fig. 5.126), prin care se termină primul sector al canalului magistral (C.P.I), are roluri multiple și extrem de importante:

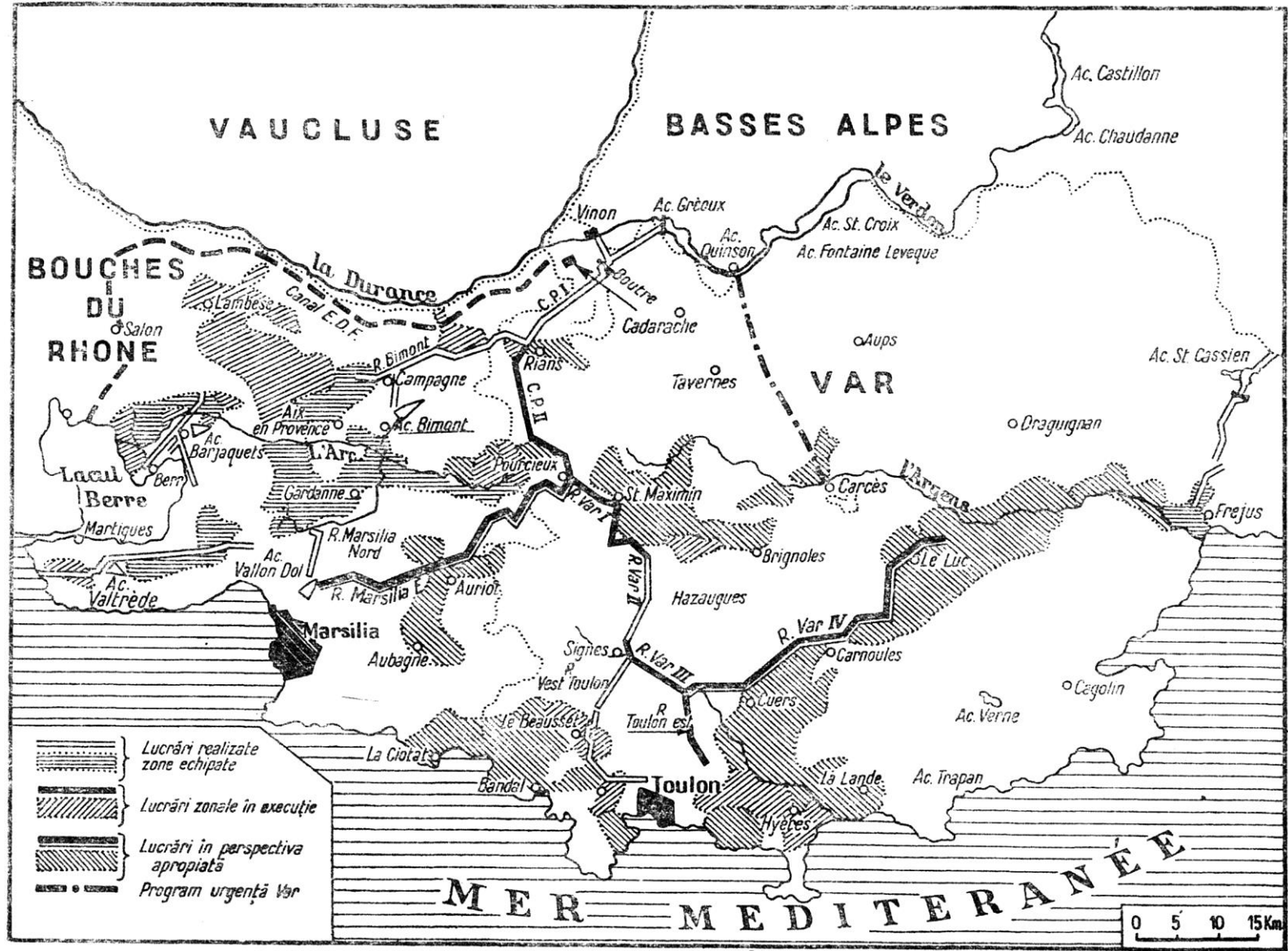
- asigură racordarea capătului final al C.P.I (galeria Rians) cu lucrările din aval (ramificația Bimont și canalul magistral II – CP. II);
- asigură și reglează repartitia debitului ( $Q = 42 \text{ m}^3/\text{s}$ ) între ramificația Bimont ( $10 \text{ m}^3/\text{s}$ , prin „comandă prin amonte” și prin „programare”) și între CP II ( $32 \text{ m}^3/\text{s}$ , la „cerere”, „comandă prin aval”);
- disipează energia la ieșirea din galeria Rians, la sarcina condiționată de toate debitele și limitează oscilațiile pentru manevrarea vanelor.

În figura 5.126 sunt prezentate elementele constructive cu caracteristicile funcționale esențiale ale nodului hidrotehnic Rians (numit „Brise charge de Rians”, după funcția sa principală).

Din amonte în aval se înscriu: capătul aval al galeriei Rians (cota radier 339,95 m); camera de echilibru (turnul semicilindric) cu  $H = 20 \text{ m}$  și  $D = 14 \text{ m}$ ; două treceri ( $3,00 \times 3,00 \text{ m}$ ) echipate cu: batardou amonte, vană plană, vană sector (tip Neyrpic) și batardou aval, fiecare trecere putând asigura 70% din debitul maxim ( $Q_{\max} = 42 \text{ m}^3/\text{s}$ ); un bazin disipator de  $1.000 \text{ m}^3$  ( $L = 24 \text{ m}$ ,  $l = 14 \text{ m}$ ,  $h_m = 3 \text{ m}$ ), din care derivă ramificația R. Bimont spre dreapta și CP II, în continuare.

*Derivația comandată prin ordinatoare* (ramificația Bimont, fig. 5.127) și *diverse tipuri de disipatoare de energie*. Din centrul Rians, pornește spre dreapta ramificația Bimont ( $L = 28 \text{ km}$ ,  $Q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ ), care are trei atribuții: irigarea unei suprafețe de  $11.000 \text{ ha}$ , alimentarea cu apă a orașului Aix-en-Provence și a împrejurimilor și alimentarea acumulării Bimont ( $V = 40.000.000 \text{ m}^3$ ).





<sup>1</sup> Neil, W. Schild., Harvey R., Williams. *Remote Control operation of large irrigation structures*. Varna, 1972.

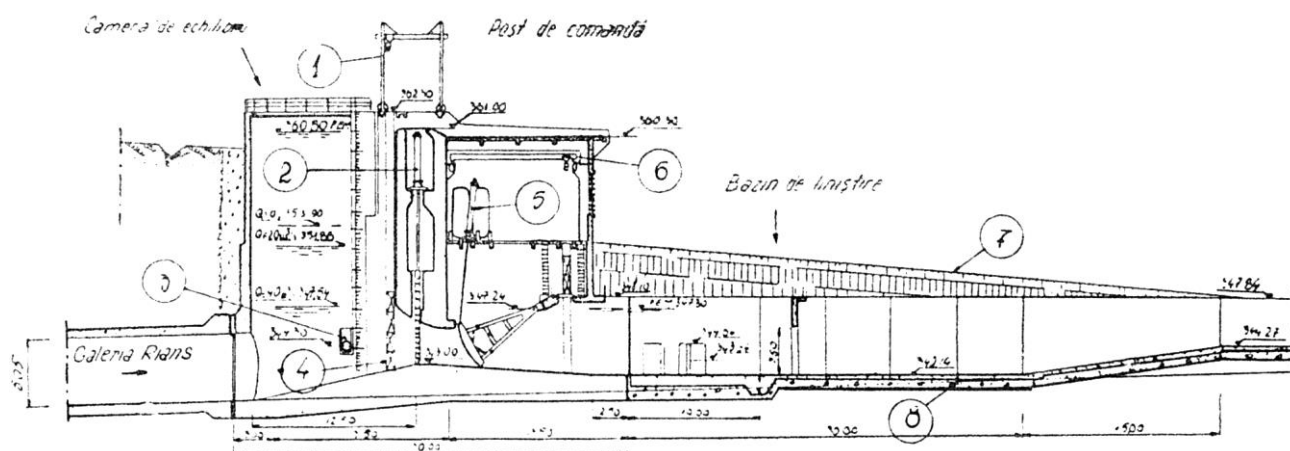


**Fig. 5.125.** Schema Sistemului Canal Provence [24]:  
 Ac – acumulare;  
 B – ramificație.



**Tabelul 5.4.** Caracteristicile principale ale Sistemului de irigații Canal Provence [3; 24].

Natura lucrărilor	L (m)	Secțiuni deschise  max (m)    min (m)		Galerii  D <sub>max</sub> (m)    D <sub>min</sub> (m)			
Secțiuni deschise	94.800	20.00 la 10.00					
Galerii	118.500			5.05 la 2.20			
Lncrări de artă	8.000						
Total	221.300						
Etapa I							
Indicarea lucrărilor	Debit (m³/s)	Secțiuni deschise  L (m)    l (m)		Galerii  L (m)    D (m)		Lucrări de artă L (m)	Total (m)
Canalul principal I	40	2.000	20,00	10.800	6,05	500	13.100
Ramificația (R) Bimont	10	8.200	11,00	19.000	3,00	1.200	28.400
R. Marsilia-nord	4			5.900	2,20		5.900
Total		10.200		35.500		1.700	47.400
Etapa II							
Canalul principal II	32	8.300	20,00	10.300	4,85		18.800
Ramificația (R) Var I	18	5.200	18,00	6.800	3,50	400	12.400
Ramificația (R) Var II	15	1.500	14,00	13.300	3,10		14.800
Ramificația (R) Var III	10,5	400	14,00	8.100	2,80		8.500
R. Toulon-est	8			10.300	2,25		10.300
R. Toulon-vest	5,5			7.700	2,20		7.700
Total				56.500		400	72.300
Etapa III							
R. Marsilia-est I	14	17.000	11,00	7.500	3,20	500	25.000
R. Marsilia-est II	11	1.200	10,00	18.800	2,95	1.100	19.100
Ramificația var IV c.	4,5	51.000		2.200	2,20	4.300	57.500
Total				26.500		5.900	101.800

**Fig. 5.126.** Nod hidrotehnic complex cu disipator de energie, Rians (profil longitudinal prin instalațiile de reglare și derivare): 1 – macara de 6 tone; 2 – servomotor care comandă vana plană; – 3 priză de irigație ( $Q = 1.000$  l/s); 4 – batardou; 5 – servomotor care comandă vana sector; 6 – pod rulant de 6 tone; 7 – rampă de acces; 8 – umplutura cu material filtrant [24].

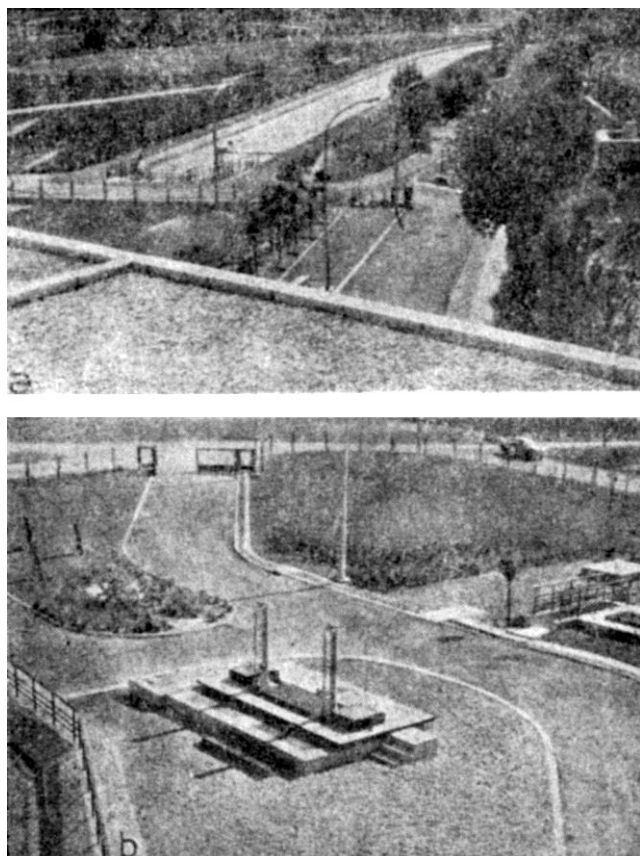


Fig. 5.127. Ramificația Bimont (a) și instalațiile frontală văzute de pe camera de echilibru Rians (foto autor, 1971).

Derivația Bimont, concepută inițial de tip „după program”, a fost ulterior reorganizată pentru „comanda prin amonte”, cu ajutorul unor ordinoare industriale amplasate chiar în instalația frontală (v. fig. 5.127, b) și cu suplimentarea unor volume de apă din acumulările amplasate în lungul canalului (de exemplu, acumularea Bimont, care ajută asigurarea reglărilor de tip „prin amonte”, ca și distribuția „după program”, cum a fost

prevăzută inițial). Derivarea ramificației Bimont (canal deschis) din centrul Rians se face prin intermediul a două conducte paralele ( $L = 60$  m), echipate cu venturimetre, pentru evidența debitului derivat.

Condițiile naturale (relieful) au impus construirea acestei ramificații pe mai multe sectoare (figura 5.128): sectorul Pigoudet, în secțiune deschisă ( $Q = 10$  m<sup>3</sup>/s,  $L = 4.536$  m,  $A = 20$  m<sup>2</sup>); sectorul Rognes – Saint Bachi, diferențiat în galeria Rognes ( $L = 1.049$  m,  $D = 3$  m); apeductul Saint Bachi ( $L = 132$  m) și galeria Saint Estève ( $L = 66$  m); sectorul Saint Estève – Font de Pré, diferențiat prin canalul deschis Saint Estève ( $L = 2.430$  m) și sifonul Font de Pré ( $L = 705$  m); sectorul galeriei Concors ( $L = 10.100$  m); sectorul Campanie – Bimont și sectorul St. Hippolyte.

Pentru reglarea nivelurilor, în funcție de cerințe, ca și pentru racordarea biefurilor și disiparea energiei, de-a lungul ramificației Bimont sunt construite numeroase instalații cu caracteristici foarte diversificate, ca, de exemplu, vane automate tip AVIS, camere de echilibru (fig. 5.129, a, b), apeducte tip pod suspendat la 35 m înălțime (apeductul Saint Bachi, cu:  $L_T = 148$  m și  $L_C = 132$  m,  $D_n = 3$  m), sifoane, prin care se asigură traversarea unor văi foarte largi (de exemplu, sifonul Font de Pré, cu  $L = 705$  m, în conducta îngropată din beton armat  $D_i = 3$  m. Toate sifoanele, ca și apeductele, sunt prevăzute cu dispozitive de golire (în punctul cel mai jos).

*Centrele dispecer.* Sfera exploatării include, pe lângă rețeaua de aducțiune și distribuție cu instalațiile aferente, și acumulările (de pe cursurile de interioare).

Întrucât caracterul „cererii de apă” este aleatoriu, sistemul de reglare adoptat permite adaptarea în permanență a debitelor din rețea la „cerințe” fără pierderi, deficite sau deversări de apă din rețea.

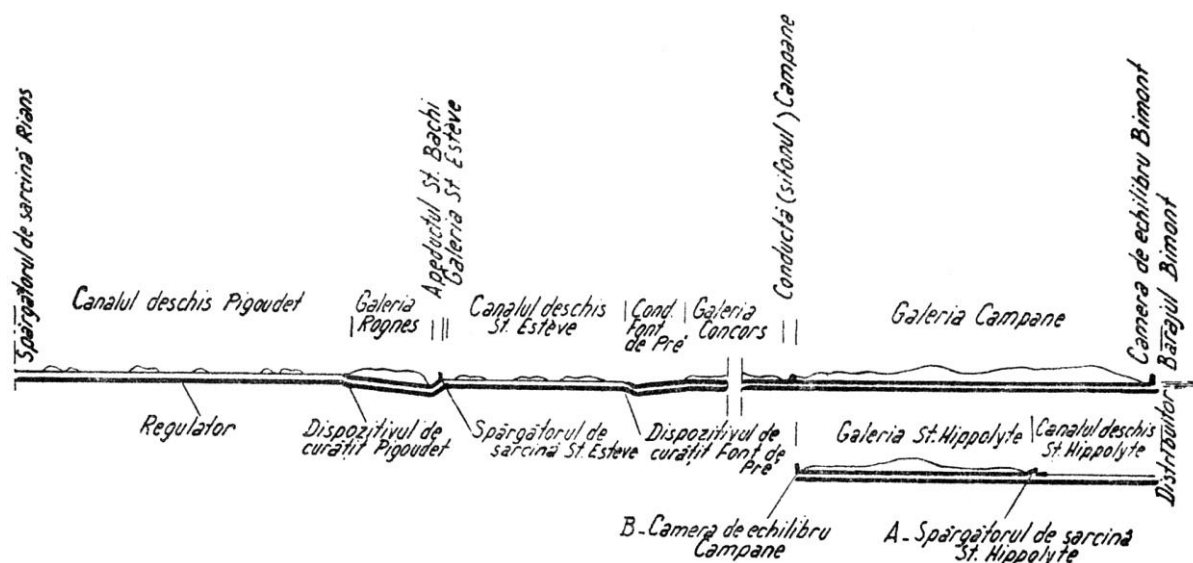
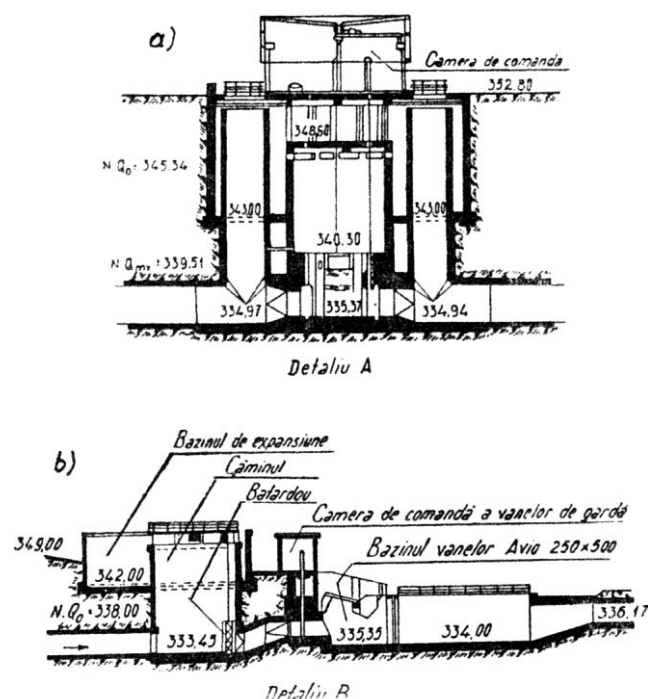


Fig. 5.128. Profil longitudinal al ramificației Bimont.



**Fig. 5.129.** Secțiune longitudinală prin spărgătorul de sarcină Saint-Hippolyte (a) și secțiune longitudinală prin camera de echilibru Campane (b) [24].

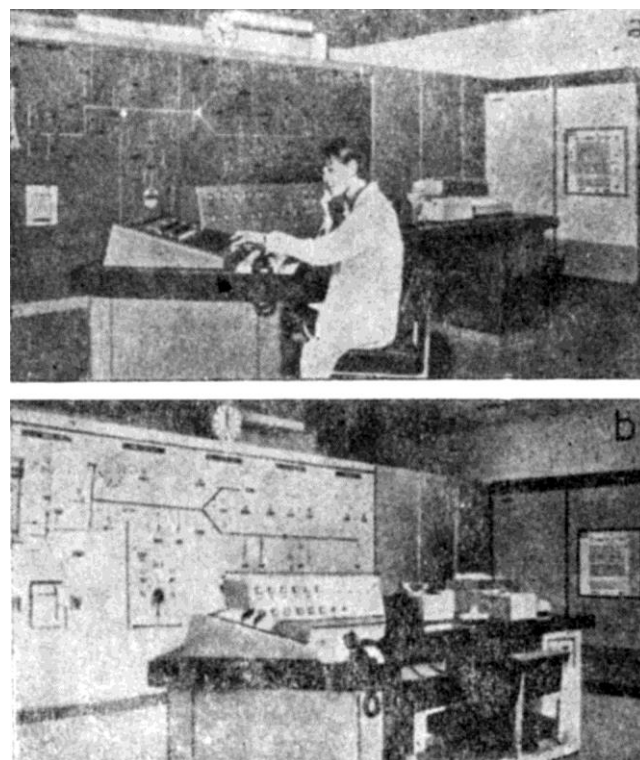
Biefurile canalelor sunt dimensionate optim (hidraulic și constructiv) și echipate cu vane cu nivel aval constant (AVIS), asigurând o automatizare locală (a canalului). Adaptarea condițiilor de scurgere la variația debitelor „cerute”, împreună cu asigurarea unei totale siguranțe în exploatare a întregului sistem este posibilă numai cu ajutorul unei rețele de teletransmisie, ca rezultat al combinării reglărilor hidraulice „cu nivel aval constant”, cu cele electronice.

Informațiile (debite, volume, niveluri, temperaturi, cereri, avarii etc.) colectate în cele mai caracteristice secțiuni ale rețelei (priză, derivații, racordări etc.), sunt transmise centrelor de calcul zonale (fig. 5.130), care, în urma sistematizării și prelucrării acestor informații, emit decizii.

Clădirea centrului Rians, construită ca un pod (deasupra C.P.I. și a derivațiilor ramificației Bimont și CP II) adăpostește sala de mașini (21 m x 9 m x 8 m) și sala de comandă (30 m x 9 m x 8 m), în care este amenajat postul teritorial de comandă (fig. 5.131, c, c').

Societatea Canal Provence<sup>1</sup> (S.C.P.) a prevăzut telecomanda în toate sectoarele sistemului de irigații, pentru asigurarea unui regim de scurgere permanent telecomandat. Aceasta înseamnă adoptarea metodei de reglare „dinamică”, asigurând controlul și comanda scurgerii conform programului optim prescris, cu ajutorul ordinaatoarelor industriale.

<sup>1</sup> „Société du Canal de Provence et d'Aménagement de la Région Provençale – S.C.P.



**Fig. 5.130.** Centrul de telecontrol Tholonet [24] (a, b).

Prima și cea mai importantă derivație a S.I. Canal Provence este încadrată în central Rians (fig. 5.131, a, b, c, c'), care asigură, în afara acțiunilor amintite, și telecontrolul și telecomanda tuturor instalațiilor de pe canalul magistral I și de pe ramificația Bimont.

Centrul tehnico-organizatoric (dispecerul general) al S.I. a fost fixat la Tholonet (fig. 5.132), iar centrul administrativ, la Marsilia.

Centrul Tholonet, conceput inițial cu caracter de evidență și contabilitate (analitică generală, situații de lucrări) pentru S.C.P., a devenit în prezent „creierul” tehnic al Sistemului C. Provence. Ca centru de calcul (Tholonet), elaborează și soluțiile de optimizare în S.I. Canal Provence, ca: rețeaua de irigație cea mai economică, regimul de scurgere în galerii și în instalații, caracteristicile unor noi construcții hidrotehnice etc.

La caracteristicile constructiv-funcționale specificate se adaugă, tot în scop de exemplificare, și faptul că sistemul de irigații Canal Provence ( $S = 110.000$  ha) este încadrat organic în schema hidrotehnică de „Amenajare hidraulico-agrară a teritoriului Provence” (fig. 5.133), situat în sud-estul Franței, între fluviul Rhône – litoralul Mării Mediterane – râul Durance și limita inferioară a Alpilor.

Cerințele în apă, complexe și mereu crescânde, ca și potențialul hidroenergetic al nurilor ce limitează sau străbat teritoriul Provence, au impus soluții complexe de gospodărire a apelor. În figura 5.133 sunt evidențiate amplasamentele și caracteristicile hidrocentralelor amenajate și proiectate.

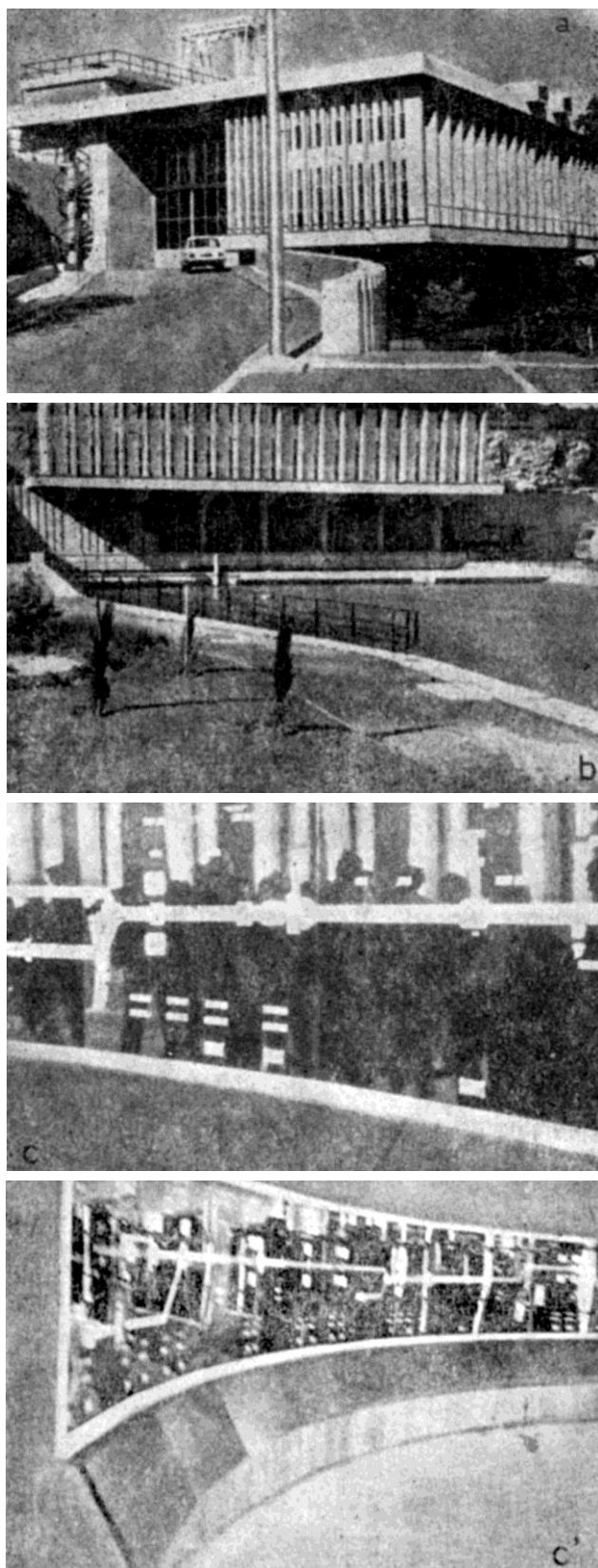


Fig. 5.131. Centrul Rians, principala derivație a sistemului de irigații Canal Provence (Franța): a – clădirea centrului Rians (jos în dreapta se vede începutul canalului magistral II); b – vedere a începutului canalului magistral II; c, c' – tablourile de telecontrol și telecomandă din centrul Rians (foto autor, 1971).

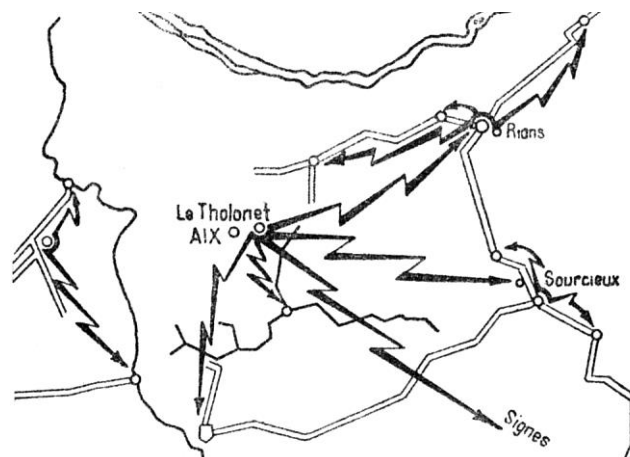


Fig. 5.132. Schema rețelei de teletransmisie a sistemului Canal Provence și Centrul de telecontrol Tholonet.

Tabelele 5.5, 5.6 și 5.7 arată modul cum s-au stabilit cerințele de apă din întregul teritoriu Provence: pentru agricultură (tab. 5.5), pentru centrele populate (tab. 5.6) și pentru industrie (tab. 5.7). Aceste date au stat la baza dimensionării rețelei de aducțiune și distribuție „Canal Provence” și la baza fixării sectoarelor de exploatare, cu parametrii aferenți.

**Tabelul 5.5.** Cerințele de apă pentru agricultură

Zone interesate	Suprafețe irigate [ha]	Faze	Consumuri teoretice totale [m <sup>3</sup> /an]
<b>Departamentul Var</b>			
Rians	700	1	2.690.800
Pourrières	700	1	2.690.800
Saint – Maximin	2.800	1	10.192.000
Brignoles	1000	1	3.640.000
Le Beausset – Ollioules	2.500	1	15.675.000
Hyères – Solliès	7.500	1	47.025.000
Brignoles	1.800	2	6.552.000
Est – Var	9.000	2	32.760.000
Total	15.200	1	81.913.600
	28.000	1+2	121.225.600
Vest-Aix (Nord Arc)	1800		6.919.200
Vest-Aix (Sud Arc)	900		3.459.600
Extinderi Verson	5.200		20.040.000
Trévaresse	5.000		14.220.000
Berre-Nord	1.500		5.766.000
Berre-Sud	2.500		9.610.000
Valea superioară a Arc-ului	600	2	2.306.400
La Ciotat	400	2	2.508.000
Trets	600	2	2.306.400
Aubagne-St-Zacharie	1.500	2	9.405.000
Trevaresse	5.000	2	19.220.000
Total	16.900	1	65.014.800
	27.700	1+2	111.139.400
Total general	32100	1	146.928.400
	53.700	1+2	232.365.000

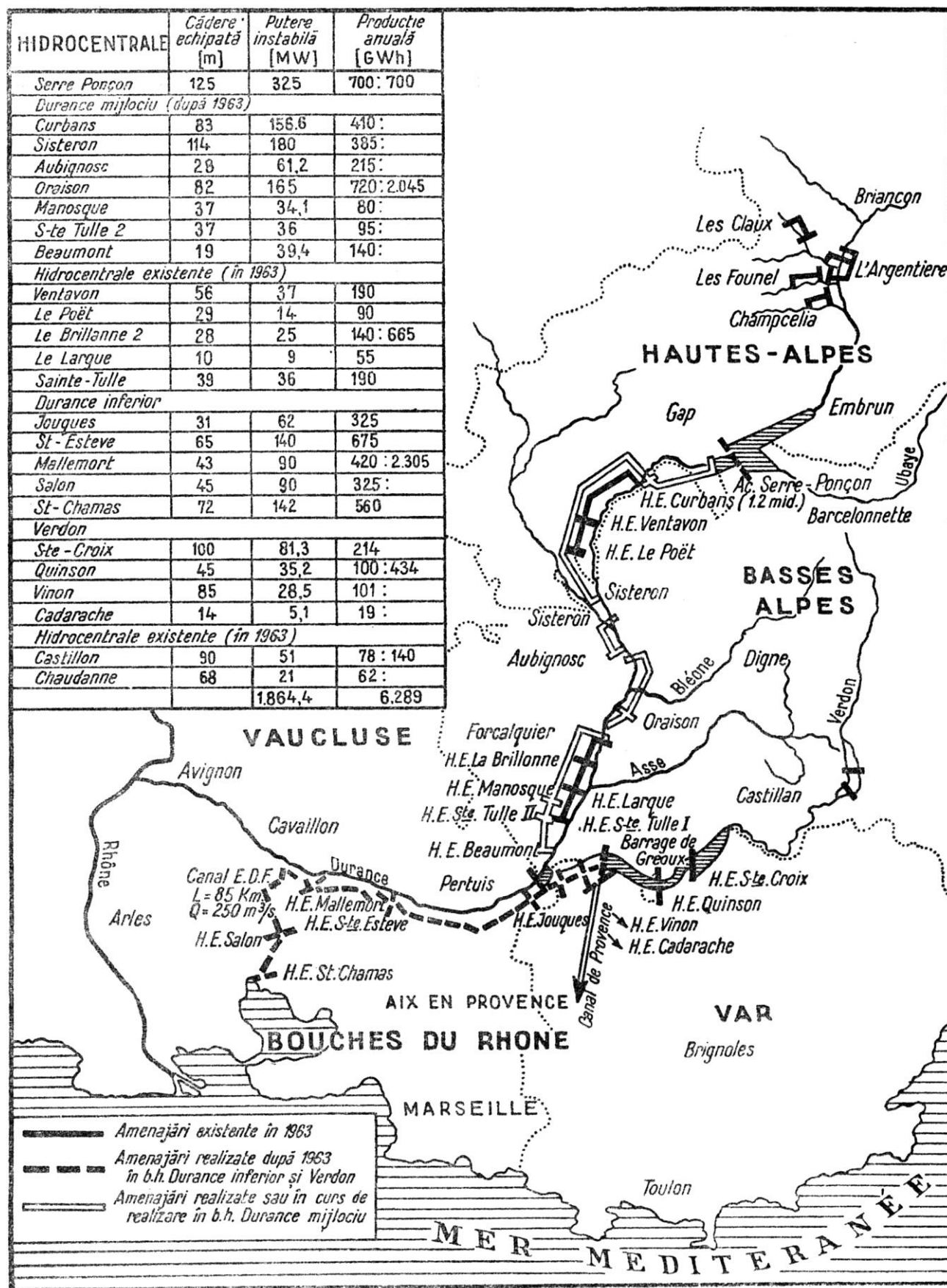


Fig. 5.133. Amenajarea hidrolică-agrară „Provence”. Echipamentul hidroelectric Durance – Verdon – Rhône [24]:  
 Ac – acumulare;  $H_i$ ,  $E_i$  – echipamentul hidroelectric;  $b_i$ ,  $h_i$  – bazinul hidrografic.

Execuția lucrărilor S.I. Canal Provence, încredințată Societății „Canal Provence”, a fost programată în perioada 1964-1980 în trei etape (v. tab. 5.4): etapa I, 1964-1969 (350 milioane franci francezi); etapa a II-a, 1969-1975 (600 mii. fr. fr); etapa a III-a, 1975-1980 (500 mii. fr. fr).

Repartiția fondurilor și a sarcinilor pe cele trei etape, văzute comparativ în tabelul 5.8, ilustrează concepția S.CP în domeniul execuției sistemelor de irigații

cu rol complex.

Sarcinile etapei I (1/4 din programul general) sunt finanțate prin Banca Europeană de Investiții (B.E.I.); sarcinile etapei a II-a sunt acoperite prin concursul financiar al unor organizații europene, printre care „Fondurile Europene de Orientare și Garanție Agricolă” (F.E.O.G.A); sarcinile etapei a III-a sunt finanțate de către S.CP prin trei surse: cont propriu, contul statului și contul colectivelor locale.

**Tabelul 5.6.** Cerințele în apă pentru centrele populate [SI]

Zone interesate	Populația recenzată în 1962	Procentul de creștere anual (%)	Populația prevăzută		Procentul de creștere anual al cerințelor (%)	Nevoi prevăzute (mii. m <sup>3</sup> )	
			în 1985	în 1996		în 1985	în 1996
Orașul Marsilia	773.006	2,0	1.220.000	1.510.000	—	227	375
Departamentul Bouche Rhon (fără Marsilia)	267.928	2,3	470.000	755.000	4,7	85	142
Departamentul Var zona rurală zona turistică zona urbană	54.512	1,2	72.00	82.000	3,7	8	13
	84.398	2,6	115.000	154.000	3,9	18	28
	235.226	2,3	398.000	510.000	3,6	81	92
Total	554.136		585.000	748.000	3,7	87	133
Total pentru ansamblul zonei deservită de Canal Provence	1.395.070	1,9	2.275.000	3.009.000		399	650

**Tabelul 5.7.** Cerințele în apă pentru industrie [21]

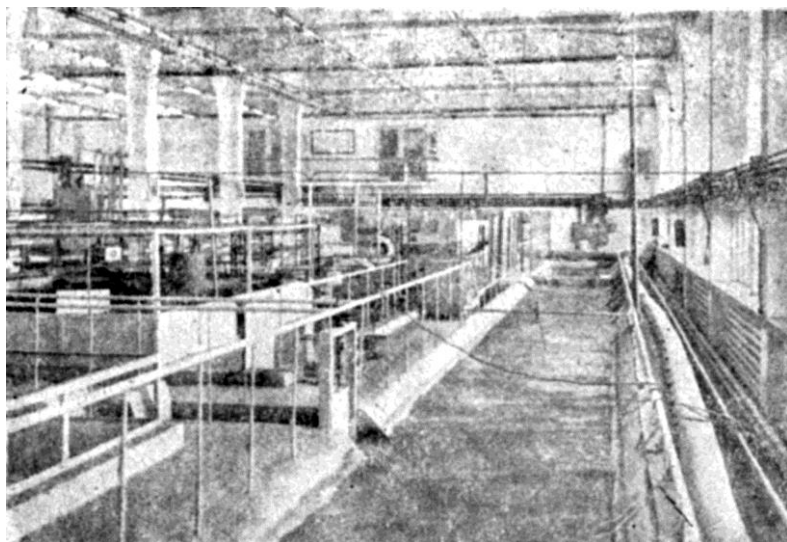
Zone industriale	Suprafețe industriale prevăzute (ha)					Evoluția cerințelor viitoare (mii. m <sup>3</sup> )			
	1962	către 1975	sfârșitul secolului	procentul de creștere anual (%)		procentul de creștere anual (%)		cerințe la sfârșitul secolului	
				62/75	62/96	IL*	IR**	IL*	IR**
Lacul Berre	700	1800	5.200	8	8	6	10	117	410
Regiunea Marsiliei	235	435	575	4,8	2,7	4	8	20,4	76,4
Regiunea Aix	12	50	100	12	6,5	5	9	1	1,8
Cadarache	500	1000	2.000	5,5	4,2			79	94
Var (Toulon, La Seyne)	355	430	620	5	4,5	4	7	9,7	36,1

\* IL – ipoteză lentă. \*\* IR – ipoteză rapidă

**Tabelul 5.8.** Planificarea execuției în sistemul Canal Provence [10]

Etapa	Debitul (m <sup>3</sup> /s)	Fonduri (mil. franci)	Centrul de priză	Canale de aducțiune și ramificații (m)	Galerii (m)	Lucrări de artă (apeducte, saloane etc.) (m)	Rețele de distribuție sub presiune pentru amenajări de irigații pe (ha):
I	40 ↓ 10 ↓ 4	350	Da	10.200	35.500	1.700	14.300
II	32 ↓ 5,5	600		15.400	56.500	400	18.100
III	14 ↓ 4,5	500		69.200	26.500	5.900	28.250





Primul bief automatizat al canalului principal din Laboratorul de Irigație și drenaje al Institutului Politehnic „Gh. Asachi” Iași.

## Capitolul 6

# PROBLEME DE CALCUL PENTRU DIMENSIONAREA BIEFURILOR REȚELELOR DE CANALE CU FUNCȚIONARE AUTOMATĂ

## 6.1. SCHEMA BIEFURILOR DE CALCUL

Din cele prezentate în subcapitolul 5.2.3. au rezultat sistemele de reglaj hidraulic, electric și mixt.

*Reglajul hidraulic* se bazează pe folosirea energiei apei pentru deschiderea vanei. În figura 6.1 se vede schița unui bief de calcul (pentru cazul comenzii din aval), în care sunt indicate undele de debit care transmit informațiile spre vana  $V_{k-1}$  (unde negative inverse) și cele care vin să satisfacă cererea (unde pozitive directe).

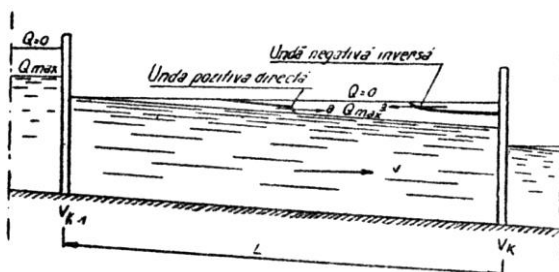


Fig. 6.1. Schema unui bief de calcul în cazul reglării hidraulice.

Timpul ce se scurge de la cererea consumatorului  $V_k$  (deschiderea vanei) și până la sesizarea vanei din secțiunea  $V_{k-1}$  este egal cu:

$$T_1 = \frac{L}{a}$$

Timpul ce trece de la deschiderea vanei  $V_{k-1}$  și până ce unda de debit ajunge în  $V_k$  este:

$$T_2 = \frac{L}{a}$$

Deci timpul total de la deschiderea consumatorului din secțiunea  $V_k$  și până la sosirea undei de debit în aceeași secțiune este:

$$T = T_1 + T_2 = \frac{2L}{a}$$

În funcție de starea tehnică a canalului,  $T$  variază foarte mult. De exemplu, pentru un canal neimpermeabilizat, cu viteza  $a = v = 0,72$  m/s și  $L = 60$  km, rezultă  $T_2 = \frac{60.000 \text{ m}}{0,72 \text{ m/s}} = 82.200 = 23$  ore, în timp ce pen-

tru cazul canalului impermeabilizat cu  $v = 1,10$  m/s,  $T_3 = 15$  ore.

*Reglajul electric* se caracterizează prin aceea că manevrarea vanelor este comandată de nivelurile înregistrate electric; se deosebesc două cazuri:

- sistemul „tot sau nimic” înregistrează nivelurile maxime și minime;
- sistemul „în trepte”, la care detectarea se face pe mai multe niveluri.

În figura 6.2 este dată schița unui bief de calcul (comandă din amonte) cu reglare electrică.

Dacă în secțiunea  $V_k$  apare o cerere de debit, aceasta este teletransmisă la regulatorul  $V_{k-1}$ . De aici pleacă o undă de debit pozitivă directă, care ajunge în secțiunea  $V_k$  după un timp  $T = \frac{L}{a}$ . Deci timpul care se scurge de la deschiderea consumatorului ( $V_k$ ) și până la primirea debitului s-a redus la jumătate, față de cazul reglajului hidraulic.

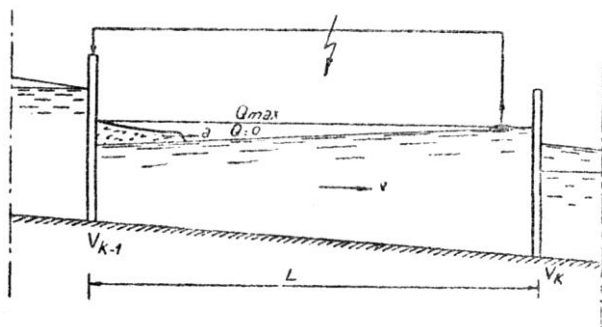


Fig. 6.2. Schema unui bief de calcul în cazul reglării electrice.

Reglajul mixt folosește atât caracteristicile reglării hidraulice cât și cele ale reglării electrice. Reglajul mixt este caracteristic sistemului de comandă mixt.

## 6.2. CARACTERISTICILE MIȘCĂRII NEPERMANENTE

Unul din cele mai importante fenomene hidraulice întâlnite în funcționarea automată a biefurilor este *mișcarea nepermanentă a curenților cu suprafața liberă*.

Existența și funcționarea instalațiilor de reglare în canalele de irigații constituie sursa de perturbare a regimului inițial (presupus uniform) și determină apariția unei mișcări nepermanente, respectiv a unei mișcări variabile în timp, de exemplu,

$$v = f(x, t).$$

Din cele două forme ale mișcării nepermanente (unde și valuri), în lucrarea de față prezintă importanță *undele*. „Unda este forma variabilă caracteristică a suprafeței libere a lichidului în mișcarea nepermanentă, prin care are loc propagarea unor modificări ale mișcării în condițiile limită”. În cazul undelor se reliefează o mișcare de translație a masei de apă; unda transportă o anumită cantitate de apă.

În tehnica funcționării automate a biefurilor se întâlnesc unde pozitive și negative, care pot fi directe sau inverse.

*Unda pozitivă directă*, unda de umplere (fig. 6.3), apare în cazul creșterii debitului în secțiunea amonte a

biefului. Unda de umplere propagă variația (creșterea) debitului spre aval și provoacă, creșterea nivelurilor suprafeței libere.

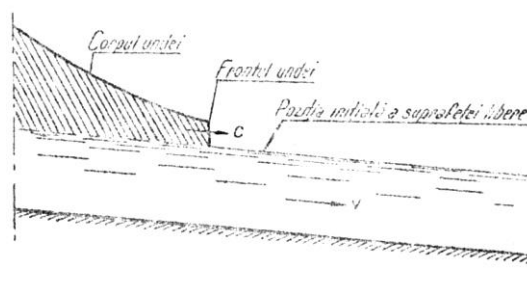


Fig. 6.3. Undă pozitivă directă (este valorificată în cadrul unui bief pentru transmiterea debitului cerut în capătul aval).

*Unda pozitivă inversă*, unda de stăvilire (fig. 6.4), apare în cazul când are loc o reducere a debitului într-o secțiune aval. Unda de stăvilire transmite variația (reducerea) debitului spre amonte și provoacă creșterea nivelului suprafeței libere. Undele pozitive (de umplere și stăvilire) prezintă, în majoritatea cazurilor, un front abrupt.

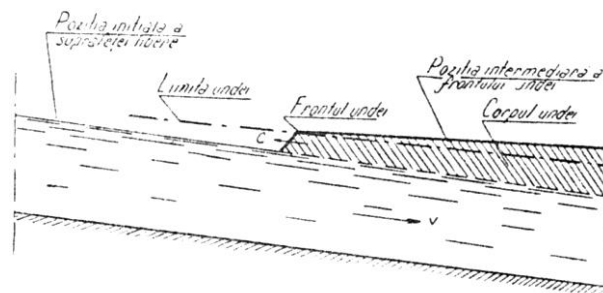


Fig. 6.4. Unda pozitivă inversă (este valorificată în cadrul unui bief pentru transmiterea informației de închidere a vanei din capătul amonte).

*Unda negativă directă*, unda de flux (fig. 6.5), apare în urma reducerii debitului într-o secțiune amonte. Unda de flux propagă variația (reducerea) debitului spre aval și provoacă coborârea nivelurilor.

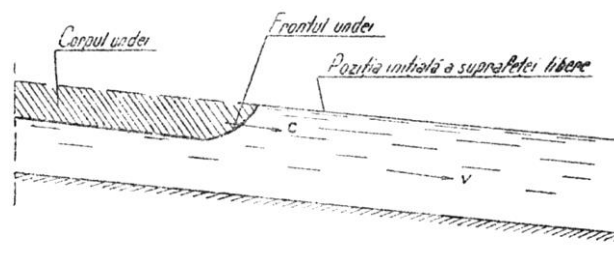
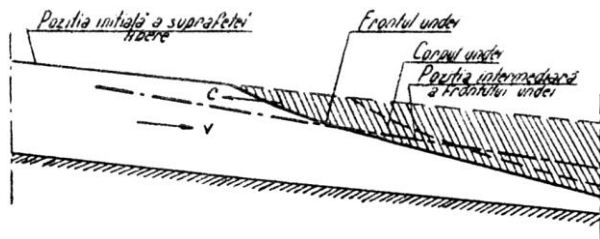


Fig. 6.5. Undă negativă directă (are loc în cadrul unui bief atunci când prin vana amonte este admis un debit mai mic decât cel consumat).

*Unda negativă inversă*, unda de golire (fig. 6.6), apare la mărirea debitului într-o secțiune aval. Această undă propagă variația (creșterea) debitului spre amonte și coborârea nivelurilor.





**Fig. 6.6.** Unda negativă inversă (este valorificată în cadrul unui bief pentru transmiterea informației de cerere – deschidere a consumatorului din aval, la vana din amonte; în cazul reglării hidraulice).

Undele negative (de flux și de golire) se caracterizează printr-un front lin, care devine din ce în ce mai lin odată cu propagarea undei.

În schițele anterioare s-au folosit notațiile:  $c$  – viteza de propagare a undei sau celeritatea;  $v$  – viteza medie a curentului).

Unda prezintă două părți: frontul undei și corpul undei. Frontul undei se propagă în lungul curentului, cu viteza undei, și provoacă perturbații în structura curentului, în timp ce în corpul undei variația elementelor hidraulice se produce lent.

Dacă în lungul curentului, într-o anumită secțiune apare o variație a formei și dimensiunilor secțiunii transversale, în acea zonă apare și fenomenul de reflexie a undei. Acesta din urmă se divide în două: una care continuă să se propage în sensul inițial al mișcării ei (undă directă), iar a doua se întoarce în sensul opus (undă refractată).

În cazul când unda întâlnește în cale un obstacol (în cazul de față, vanele ce împart canalul în biefuri) are loc reflexia totală a undei.

Pentru deducerea ecuațiilor diferențiale ale mișcării nepermanente, se va considera o mișcare unidimensională, caracterizată de viteza medie în secțiune, ceea ce permite neglijarea componentelor transversale ale vitezelor în diverse puncte ale secțiunii vii. Se va considera, cu excepția zonei situate în vecinătatea nemijlocită a frontului undei, că elementele hidraulice variază lent, atât în lungul curentului cât și în timp.

### 6.3. METODE DE CALCUL AL CANALELOR ÎN IPOTEZA FUNCȚIONĂRII AUTOMATE. EXEMPLE DE CALCUL

În tehnica proiectării rețelor hidrotehnice deschise, cu funcționare automată, se pot folosi mai multe metode de calcul (exacte și aproximative), în care se încadrează:

- metoda diferențelor finite (metodă exactă), care se folosește pentru dimensionare;

- metoda micilor oscilații, care se folosește, în-deosebi, pentru studiul stabilității biefurilor;

- metoda bilanțului, care este o metodă aproximativă și se folosește pentru dimensionare.

În vederea dimensionării, prin una din metodele amintite, trebuie să se dispună de următoarele date:

- graficul de consum orar maxim al apei, pe o perioadă de o zi, în fiecare secțiune de priză;

- traseul, profilul longitudinal și secțiunile tip ale canalului;

- nivelurile minime pe canalul de aducțiune, necesare captării debitului maxim în fiecare secțiune de priză.

*Metoda exactă a diferențelor finite* oferă date complete în dimensionare, însă, reclamând un volum mare de calcule, necesită folosirea calculatoarelor electronice.

*Metoda micilor oscilații*, folosită pentru studiul stabilității rețelei de canale împărțite pe biefuri, prezintă o mare importanță în cazul unui canal proiectat a funcționa automat, deoarece apar oscilații ale nivelului apei datorită variației debitului consumat în timp.

*Metoda bilanțului* are la bază ecuația de bilanț a apei în fiecare bief și ecuația mișcării pentru debit maxim și minim.

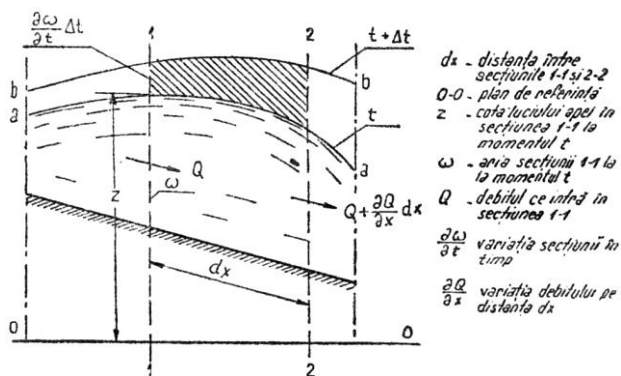
Metoda diferențelor finite și a micilor oscilații au la bază ecuațiile diferențiale ale mișcării nepermanente ale apei în albie deschise.

În faza de STE (studiu tehnico-economic) a unui proiect se folosește ca metodă de dimensionare metoda bilanțului, pentru că permite rezolvarea aproximativă și rapidă a problemei.

În faza de PE (proiect de execuție) se folosește metoda diferențelor finite, care urmărește integrarea numerică a ecuațiilor diferențiale ale mișcării nepermanente. Prin integrarea numerică se obține convergența rapidă a soluțiilor. Integrarea ecuațiilor amintite se poate face și prin metode grafice și grafo-analitice. Aplicarea metodei diferențelor finite la fiecare tip de comandă și reglare se face pornind de la același model matematic, diferind numai condițiile la limită.

Întrucât metodele exacte au la bază ecuațiile diferențiale ale mișcării nepermanente ale apei în albie deschise, în cele ce urmează se va face o succintă prezentare a acestor ecuații, denumite și ecuațiile lui Saint-Venant: ecuația de continuitate și ecuația mișcării.

1) *Ecuația de continuitate.* Pentru deducerea acesteia se folosește schema de calcul din figura 6.7, cu următoarele notații:  $a$  – poziția curbei suprafeței libere la un moment  $t$ ;  $b$  – poziția curbei suprafeței libere la momentul  $t + \Delta t$ ;  $z$  = cota punctului situat pe suprafața liberă a apei la momentul  $t$  față de planul de referință  $0 - 0$ .



**Fig. 6.7.** Secțiune longitudinală printr-un sector de albie cu suprafață liberă. Schema de calcul pentru deducerea ecuației de continuitate în mișcarea nepermanentă.

Secțiunile 1-1 și 2-2 separă un sector de lungime  $dx$ . Admițând că apa este incompresibilă, se va calcula variația cantității de apă conținută în acest sector în intervalul de timp  $\Delta t$ .

În timpul  $\Delta t$ , prin secțiunea 1-1 intră cantitatea de apă  $Q \cdot \Delta t$ , unde  $Q$  este debitul în secțiunea 1-1. Prin secțiunea 2-2, în același interval de timp, se scurge cantitatea  $\left(Q + \frac{\partial Q}{\partial x} \cdot dx\right) \Delta t$ .

Variația cantității de apă în sector în intervalul  $\Delta t$  va fi:

$$-\frac{\partial Q}{\partial x} \cdot dx \cdot \Delta t$$

Conform ipotezei conservării masei, această variație trebuie să fie egală cu variația volumului sectorului în același  $\Delta t$ . Variația suprafeței secțiunii 1-1 în intervalul  $\Delta t$  este:  $\frac{\partial \omega}{\partial t} \cdot \Delta t$ . Atunci variația volumului va fi:

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} \cdot \Delta t \cdot dx$$

Egalând relațiile ce dau variația cantității de apă și a volumului se obține:

$$-\frac{\partial Q}{\partial x} \cdot dx \cdot \Delta t = \frac{\partial \omega}{\partial t} \cdot \Delta t \cdot dx$$

Simplificându-se prin  $\Delta t$ , se obține ecuația de continuitate a mișcării nepermanente a curenților cu suprafață liberă:

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (1)$$

Folosindu-se ecuația de continuitate a mișcării uniforme  $Q = \omega \cdot V$ , ecuația (1) se poate scrie:

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} + \frac{\partial(\omega v)}{\partial x} = 0$$

Dar  $\frac{\partial \omega}{\partial t} = B \frac{\partial z}{\partial t} = 0$ , unde  $B$  este lățimea secțiunii la suprafața liberă.

Înlocuind se obține:

$$B \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial(\omega v)}{\partial x} = 0 \quad (1')$$

2) *Ecuația mișcării.* Se stabilește această ecuație în ipoteza că mișcarea este gradual variată; se consideră schema de calcul din figura 6.8 și ecuația:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( z + \frac{P}{\gamma} + \frac{\alpha v^2}{2g} \right) = -\frac{\partial h_w}{\partial x} - \frac{\alpha}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t} \quad (2)$$

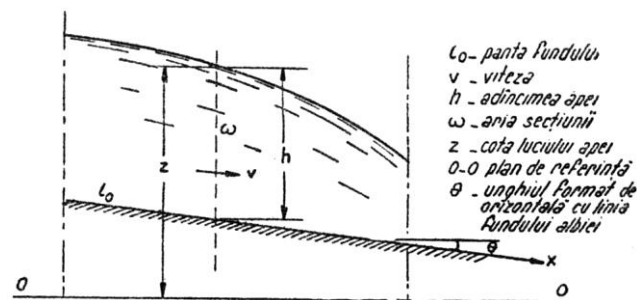
în care:

$z$  este cota suprafeței libere față de planul de referință ales;

$\frac{P}{\gamma}$  - înălțimea piezometrică;

$\frac{\alpha v^2}{2g}$  - termenul cinetic;

$h_w$  - pierderile de sarcină de la secțiunea inițială până la secțiunea dată.



**Fig. 6.8.** Secțiune longitudinală printr-un sector de albie cu suprafață liberă. Schema de calcul pentru deducerea ecuației de continuitate în mișcarea nepermanentă.

În mișcarea gradual variată a curenților cu suprafață liberă, se neglijează pierderile locale, datorate variației secțiunii în lungul curenților respectivi. Se presupune că  $h_w = h_f$ , în care  $h_f$  reprezintă pierderile datorită frecărilor în lungul curenților.

Admițând această ipoteză, se poate introduce în ecuația (2), în locul pantei energetice ( $J_e$ ), panta hidraulică  $\left(i_f = \frac{\partial h_f}{\partial x}\right)$ . Conform acestora și considerând

coeficienții  $\alpha$  și  $\alpha_0$  egali cu 1, se va exprima ecuația (2) sub forma:

$$-\frac{\partial z}{\partial x} = \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial x} + i_f \quad (3)$$

Presupunând că forțele de rezistență într-o mișcare nepermanentă gradual variată se exprimă cu o relație asemănătoare ca în cazul mișcării permanente gradual variate, rezultă:

$$i_f = \frac{v^2}{C^2 R} = \frac{Q^2}{K^2}$$

unde  $K$  este modulul de debit în secțiune. Înlocuind în ecuația (3), se obține ecuația diferențială a mișcării

nepermanente gradual variate a curenților cu suprafață liberă, sub forma:

$$\frac{\partial z}{\partial x} + \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{Q^2}{K^2} = 0 \quad (4)$$

unde:

$$\frac{Q^2}{K^2} = i_0 \text{ este panta fundului albiei pe sectorul } dx,$$

ca și în regim uniform;

$$-\frac{\partial z}{\partial x} = J - \text{panta suprafeței libere.}$$

Întrucât adâncimea curențului  $h = f(t, x)$ , panta suprafeței libere se poate scrie:

$$J = i_0 - \frac{\partial h}{\partial x}$$

Înlocuind în rel. (4) se obține ecuația sub forma:

$$\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial x} = 0 \quad (5)$$

ML 4-1..<sup>av</sup>

Deci ecuațiile diferențiale ale mișcării nepermanente a curenților cu suprafață liberă sunt (1') și (4):

$$\begin{cases} B \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \text{ ecuația de continuitate} \\ \frac{\partial z}{\partial x} + \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial x} - \frac{Q^2}{K^2} = 0 \text{ ecuația de mișcare} \end{cases}$$

Prin integrarea acestui sistem, se obțin două funcții de forma:

$$\begin{cases} Q = f(t, x) \\ Z = f(t, x) \end{cases} \quad (6)$$

cu ajutorul cărora se pot rezolva unele probleme practice, printre care și aceea a dimensionării canalelor de irigație în ipotezele funcționării automate. Ecuațiile acestui sistem sunt neliniare, cu coeficienți variabili și aparțin ecuațiilor diferențiale de tip hiperbolic, a căror integrare este legată de unele dificultăți matematice.

### 6.3.1. METODA DIFERENȚELOR FINITE

*Breviar de notații:*  $z$  = cota suprafeței libere a apei în canal;  $Q$  = debitul;  $v$  = viteza medie;  $t$  = timpul;  $B$  = lățimea la gură a canalului;  $k$  = modul de debit;  $x$  = distanța la o secțiune curență;  $g$  = accelerația gravitațională;  $\Delta x$  = distanța între două secțiuni de calcul;  $i-1, i, i+1$  = indicii secțiunilor de calcul;  $\omega$  = secțiunea vie a curențului;  $\mu$  = coeficient de pondere pentru termenul inerțial:  $\frac{Q}{g\omega^2}$ ;  $\nu$  = coeficient de pondere

pentru termenul cinetic:  $\frac{Q^2}{g\omega^3}$ ;  $\zeta$  = coeficient de pon-

dere pentru termenul rezistiv:  $\frac{Q^2}{K^2}$ ;  $\alpha, \beta, \gamma, \delta$  = coeficienți de substituție;  $\theta, \eta$  = coeficienți de pondere în derivata spațială a măsurilor la momentele:  $t$  și  $t+\Delta t$ ;  $\Delta t$  = pasul de timp;  $A, B, C, R$  = coeficienți de substituție.

Indicele prim se referă la datele corespunzătoare momentului  $t$ ; indicele secund se referă la datele corespunzătoare momentului  $t+\Delta t$ . Sensul axei  $Ox$  s-a luat contrar sensului vitezei, pentru a se merge cu efectuarea calculelor din aval spre amonte.

Se pleacă de la ecuațiile mișcării nepermanente ale apei în albie deschise (ecuațiile lui Saint-Venant), ecuațiile (1'), (4)

$$\begin{cases} \frac{\partial z}{\partial x} + \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{Q^2}{K^2} = 0 \text{ ecuația de mișcare} \\ B \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \text{ ecuația de continuitate} \end{cases}$$

în care:

$z$  este cota suprafeței libere a apei în canal;  
 $Q$  – debitul;  
 $v$  – viteza medie;  
 $t$  – timpul;  
 $B$  – lățimea la gură a canalului;  
 $K$  – modulul de debit;  
 $x$  – distanța la o secțiune curență;  
 $g$  – accelerația gravitațională.

Metoda constă în împărțirea biefului în sectoare mici  $\Delta x$ , cu ajutorul secțiunilor de calcul ( $i$ ). Precizia rezultatului depinde de modul cum se aleg secțiunile de calcul.

Pentru a transcrie ecuațiile de mai sus în diferențe finite, se procedează după cum urmează, folosindu-se pentru calcul schema din figura 6.9.

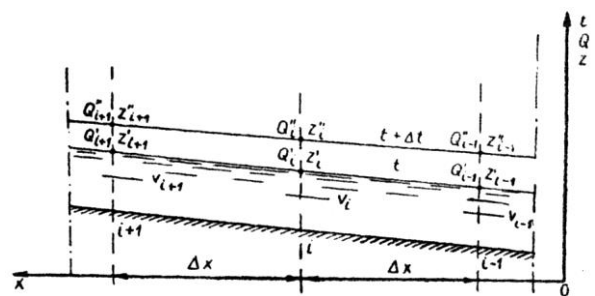


Fig. 6.9. Schema de calcul pentru metoda diferențelor finite.

S-a admis sensul axei  $Ox$  contrar sensului vitezei. Valorile ce trebuie să le obținem în final sunt  $Q$  și  $z$ .

La momentul  $t$  se consideră cunoscute valorile lui  $Q$  și  $z$ , notate cu indicele prim (cele corespunzătoare mișcării uniforme). Deci necunoscute vor fi valorile lui  $Q$  și  $z$  la momentul  $t+\Delta t$ , notate cu indicele secund. Deoarece este necesar a se cunoaște debitul  $Q$  și cota  $z$  a apei, se vor transforma ecuațiile (1') și (4) încât să fie funcție numai de acești parametri. Astfel, pentru a eli-

mina viteza se ține cont de ecuația de continuitate a mișcării uniforme:

$$Q = \omega \cdot v \quad (7)$$

în care:

$\omega$  este secțiunea vie a curentului;

$v$  – viteza medie în secțiune.

Din ecuația (7) se obține:

$$v = \frac{Q}{\omega} \quad (7')$$

Derivând pe  $v$  în raport cu timpul se obține:

$$\frac{\partial v}{\partial t} = \frac{1}{\omega} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{Q}{\omega^2} \cdot \frac{\partial \omega}{\partial t} = \frac{1}{\omega} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{QB}{\omega^2} \cdot \frac{\partial z}{\partial t} \quad (8)$$

Din ecuația (1') rezultă:

$$B \frac{\partial z}{\partial t} = - \frac{\partial Q}{\partial x} \quad (9)$$

Înlocuind relația (9) în (8) se obține:

$$\frac{\partial v}{\partial t} = \frac{1}{\omega} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{Q}{\omega^2} \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} \quad (10)$$

Derivând pe  $v$  în raport cu  $x$ , se obține:

$$\frac{\partial v}{\partial x} = \frac{1}{\omega} \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{Q}{\omega^2} \cdot \frac{\partial \omega}{\partial x} \quad (11)$$

Prin înlocuirea ecuațiilor (10), (11) și (7') în (4) se obține:

$$\begin{aligned} \frac{\partial z}{\partial x} + \frac{Q}{g\omega^2} \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{Q^2}{g\omega^3} \cdot \frac{\partial \omega}{\partial x} + \frac{1}{g\omega} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} + \\ + \frac{Q}{g\omega^2} \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{Q^2}{K^2} = 0 \end{aligned} \quad (12)$$

Reducând termenii asemenea se obține:

$$\frac{\partial z}{\partial x} + \frac{1}{g\omega} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{2Q}{g\omega^2} \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{Q^2}{g\omega^3} \cdot \frac{\partial \omega}{\partial x} + \frac{Q^2}{K^2} = 0 \quad (13)$$

Derivatele parțiale din relația (13) pot fi scrise prin diferențe finite la mijlocul intervalelor  $\Delta x$  (între secțiunile  $i-1$  și  $i$ ) și  $\Delta t$ , astfel:

$$\frac{\partial z}{\partial t} = \frac{1}{\Delta t} \left( \frac{z_{i-1}'' + z_i''}{2} - \frac{z_{i-1}' + z_i'}{2} \right) \quad (14)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{1}{\Delta x} \left[ \theta(Q_i'' - Q_{i-1}'') + (1-\theta)(Q_i' - Q_{i-1}') \right] \quad (15)$$

$$\frac{\partial z}{\partial x} = \frac{1}{\Delta x} \left[ \eta(z_i'' - z_{i-1}'') + (1-\eta)(z_i' - z_{i-1}') \right] \quad (16)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = \frac{1}{\Delta t} \left( \frac{Q_{i-1}'' + Q_i''}{2} - \frac{Q_{i-1}' + Q_i'}{2} \right) \quad (17)$$

Înlocuind relațiile (14), (15), (16) și (17) în (6) și (13) se obține:

$$\begin{aligned} B \cdot \frac{1}{\Delta t} \left( \frac{z_{i-1}'' + z_i''}{2} - \frac{z_{i-1}' + z_i'}{2} \right) + \\ + \frac{1}{\Delta x} \left[ \theta(Q_i'' - Q_{i-1}'') + (1-\theta)(Q_i' - Q_{i-1}') \right] = 0 \end{aligned} \quad (18)$$

Împărțind prin  $\frac{B}{2\Delta t}$  și notând cu  $\beta_{i,i-1} = \frac{2\Delta t}{B\Delta x}$

se obține:

$$\begin{aligned} z_{i-1}'' + z_i'' = z_{i-1}' + z_i' - \beta_{i,i-1} \cdot \\ \cdot \left[ \theta(Q_i'' - Q_{i-1}'') + (1-\theta)(Q_i' - Q_{i-1}') \right] \end{aligned} \quad (19)$$

Pentru ecuația (13) rezultă:

$$\begin{aligned} \frac{1}{\Delta x} \left[ \eta(z_i'' - z_{i-1}'') + (1-\eta)(z_i' - z_{i-1}') \right] + \frac{2Q}{g\omega^2} \cdot \\ \cdot \frac{1}{\Delta x} \left[ \theta(Q_i'' - Q_{i-1}'') + (1-\theta)(Q_i' - Q_{i-1}') \right] + \\ + \frac{1}{g\omega} \cdot \frac{1}{\Delta t} \left( \frac{Q_{i-1}'' + Q_i''}{2} - \frac{Q_{i-1}' + Q_i'}{2} \right) - \\ - \frac{Q^2}{g\omega^3} \left( \frac{\omega_i - \omega_{i-1}}{\Delta x} \right) + \frac{Q^2}{K^2} = 0 \end{aligned} \quad (20)$$

Cantitatea  $\frac{Q}{g\omega^2}$  o afectăm cu un coeficient de

pondere  $\mu$ ; cantitatea  $\frac{Q}{g\omega^3}$  o afectăm cu coeficientul

de pondere  $v$ ; cantitatea  $\frac{Q^2}{K^2}$  o afectăm cu un coeficient de pondere  $\zeta$ .

Ecuația (20) devine:

$$\begin{aligned} \frac{1}{\Delta x} \left[ \eta(z_i'' - z_{i-1}'') + (1-\eta)(z_i' - z_{i-1}') \right] + \frac{2\mu Q}{g\omega^2} \frac{(Q_i'' - Q_{i-1}'')}{2} \cdot \\ \cdot \frac{1}{\Delta x} \left[ \theta(Q_i'' - Q_{i-1}'') + (1-\theta)(Q_i' - Q_{i-1}') \right] + \frac{1}{g\omega} \cdot \frac{1}{\Delta t} \cdot \\ \cdot \frac{1}{2} (Q_{i-1}'' + Q_i'' - Q_{i-1}' - Q_i') - \frac{1}{g\omega^3} v \left( \frac{Q_i'' + Q_{i-1}''}{2} \right) \cdot \\ \cdot \frac{1}{\Delta x} (\omega_i - \omega_{i-1}) + \frac{1}{K^2} \zeta \left( \frac{Q_i'' + Q_{i-1}''}{2} \right) = 0 \end{aligned} \quad (21)$$

Împărțind toată ecuația prin  $\frac{\eta}{\Delta x}$  se obține:

$$\begin{aligned} (z_i'' - z_{i-1}'') = z_i' - z_{i-1}' - \frac{1}{\eta} (z_i' - z_{i-1}') - \frac{\mu\theta}{\eta} \frac{1}{g\omega^2} (Q_i'' + \\ + Q_{i-1}'') \cdot \left[ Q_i'' - Q_{i-1}'' - Q_i' + Q_{i-1}' + \frac{1}{\theta} (Q_i' - Q_{i-1}') \right] - \\ - \frac{1}{2g\omega\eta} \frac{\Delta x}{\Delta t} (Q_i' + Q_{i-1}' - Q_i' - Q_{i-1}') + \frac{v(\omega_i - \omega_{i-1})}{4hg\omega^3} \cdot \\ \cdot (Q_i'' + Q_{i-1}'')^2 - \frac{\Delta x \cdot \zeta}{4\eta \cdot K^2} (Q_i'' + Q_{i-1}'')^2 \end{aligned} \quad (22)$$

Pentru a scrie sub o formă mai simplă această ecuație se fac următoarele notații:

$$\frac{1}{2g\omega\eta} \frac{\Delta x}{\Delta t} = \alpha_{i,i-1}; \quad (23)$$

$$\frac{\mu\theta}{\eta} \cdot \frac{1}{g\omega^2} (Q_i'' + Q_{i-1}'') = \gamma_{i,i-1}; \quad (24)$$

$$\left[ \frac{\nu(\omega_i - \omega_{i-1})}{4\eta g\omega^3} - \frac{\zeta \cdot \Delta x}{4\eta \cdot K^2} \right] (Q_i'' + Q_{i-1}'') = \delta_{i,i-1}; \quad (25)$$

Înlocuind aceste relații în ecuația (22) se obține:

$$\begin{aligned} z_i'' - z_{i-1}'' &= z_i' - z_{i-1}' - \frac{1}{\eta} (z_i' - z_{i-1}') - \gamma_{i,i-1} [Q_i'' - \\ &- Q_{i-1}'' - Q_i' + Q_{i-1}' + \frac{1}{\theta} (Q_i' - Q_{i-1}')] - \alpha_{i,i-1} (Q_i'' + \\ &+ Q_{i-1}'' - Q_i' - Q_{i-1}') + \delta_{i,i-1} (Q_i'' + Q_{i-1}'') \end{aligned} \quad (26)$$

Deci ecuațiile (19) și (26) sunt ecuațiile mișcării nepermanente a apei în canale scrise în diferențe finite.

Scriind în mod analog și pentru secțiunile  $i$  și  $i+1$  se vor obține următoarele ecuații:

$$\begin{aligned} z_i'' + z_{i+1}'' &= z_i' + z_{i+1}' - b_{i,i+1} [\theta(Q_{i+1}'' - Q_i'') + \\ &+ (1-\theta)(Q_{i+1}' - Q_i')] \end{aligned} \quad (27)$$

$$\begin{aligned} z_{i+1}'' - z_i'' &= z_{i+1}' - z_i' - \frac{1}{\eta} (z_{i+1}' - z_i') - \gamma_{i,i+1} [Q_{i+1}'' - \\ &- Q_i'' - Q_{i+1}' + Q_i' + \frac{1}{\theta} (Q_{i+1}' - Q_i')] - \alpha_{i,i+1} (Q_{i+1}'' + \\ &+ Q_i'' - Q_{i+1}' - Q_i') + \delta_{i,i+1} (Q_{i+1}'' + Q_i'') \end{aligned} \quad (28)$$

Coefficienții care intervin au valorile:

$$\begin{cases} \beta_{i,i+1} = \frac{2\Delta t}{B\Delta x} \\ \alpha_{i,i+1} = \frac{1}{2g\eta\omega} \cdot \frac{\Delta x}{\Delta t} \\ \gamma_{i,i+1} = \frac{\mu\theta}{\eta} \cdot \frac{1}{g\omega^2} (Q_{i+1}'' + Q_i'') \\ \delta_{i,i+1} = \left[ \frac{\nu(\omega_{i+1} - \omega_i)}{4\eta g\omega^2} - \frac{\zeta \cdot \Delta x}{4\eta K^2} \right] (Q_{i+1}'' + Q_i'') \end{cases} \quad (29)$$

$\omega$ ,  $B$  și  $K$  sunt valorile medii între cele două secțiuni aflate la distanța  $\Delta x$ .

$\theta$  și  $\eta$  sunt coeficienții de pondere în derivata spațială a măsurilor la momentul  $t$  și  $t+\Delta t$ .

$\mu$ ,  $\nu$  și  $\zeta$  sunt coeficienții de pondere ai termenilor: inerțial, cinetic și rezistiv din ecuația mișcării (28).

Ecuațiile (19), (26), (27) și (28) se pot scrie și sub o formă mai simplă, astfel:

$$z_{i-1}'' + z_i'' = A_i^1 Q_{i-1}'' + B_i^1 Q_i'' + R_i^1 \quad (19')$$

$$z_i'' - z_{i-1}'' = A_i^2 Q_{i-1}'' + B_i^2 Q_i'' + R_i^2 \quad (26')$$

$$z_i'' + z_{i+1}'' = A_i^3 Q_i'' + C_i^1 Q_{i+1}'' + R_i^3 \quad (27')$$

$$z_{i+1}'' - z_i'' = B_i^4 Q_i'' + C_i^2 Q_{i+1}'' + R_i^4 \quad (28')$$

în care valorile coeficienților 4,  $B$ ,  $C$  și  $R$  sunt:

$$A_i^1 = \beta_{i,i-1} \cdot \theta$$

$$B_i^1 = -\beta_{i,i-1} \cdot \theta$$

$$R_i^1 = z_{i-1}' + z_i' - \beta_{i,i-1} (1-\theta) (Q_i' - Q_{i-1}')$$

$$A_i^2 = \gamma_{i,i-1} - \alpha_{i,i-1} + \delta_{i,i-1}$$

$$B_i^2 = \delta_{i,i-1} - \alpha_{i,i-1} - \gamma_{i,i-1}$$

$$\begin{aligned} R_i^2 &= z_i' - z_{i-1}' - \frac{1}{\eta} (z_i' - z_{i-1}') + \gamma_{i,i-1} [Q_i' - Q_{i-1}' - \\ &- \frac{1}{\theta} (Q_i' - Q_{i-1}')] + \alpha_{i,i-1} (Q_i' + Q_{i-1}') \end{aligned}$$

$$B_i^3 = \beta_{i,i+1} \cdot \theta$$

$$C_i^1 = -\beta_{i,i+1} \cdot \theta$$

$$R_i^3 = z_i' + z_{i+1}' - \beta_{i,i+1} (1-\theta) (Q_{i+1}' - Q_i')$$

$$B_i^4 = \gamma_{i,i+1} - \alpha_{i,i+1} + \delta_{i,i+1}$$

$$C_i^2 = \delta_{i,i+1} - \gamma_{i,i+1}$$

$$\begin{aligned} R_i^4 &= z_{i+1}' - z_i' - \frac{1}{\eta} (z_{i+1}' - z_i') + \gamma_{i,i+1} [Q_{i+1}' - Q_i' - \\ &- \frac{1}{\theta} (Q_{i+1}' - Q_i')] + \alpha_{i,i+1} (Q_{i+1}' + Q_i') \end{aligned}$$

Din ecuația (19') avem:

$$z_{i-1}'' = -z_i'' + A_i^1 Q_{i-1}'' + B_i^1 Q_i'' + R_i^1 \quad (30)$$

Înlocuind pe (30) în (26') se obține:

$$z_i'' + z_i'' - A_i^1 Q_{i-1}'' - B_i^1 Q_i'' - R_i^1 = A_i^2 Q_{i-1}'' + B_i^2 Q_i'' + R_i^2$$

Reducând termenii asemenea și scoțând factorul comun, se obține:

$$z_i'' = \frac{1}{2} [(B_i^2 + B_i^1) Q_i'' + (A_i^1 + A_i^2) Q_{i-1}'' + B_i^2 Q_i'' + R_i^2] \quad (31)$$

Din ecuația (27) se scoate  $z_{i+1}''$ , care are expresia:

$$z_{i+1}'' = -z_i'' + B_i^3 Q_i'' + C_i^1 Q_{i+1}'' + R_i^3 \quad (32)$$

Înlocuind pe (32) în (28') se obține:

$$-z_i'' - z_i'' = B_i^4 Q_i'' + C_i^2 Q_{i+1}'' + R_i^4 - B_i^3 Q_i'' - C_i^1 Q_{i+1}'' - R_i^3$$

Reducând termenii asemenea se obține:

$$z_i'' = -\frac{1}{2} [(B_i^4 - B_i^3) Q_i'' + (C_i^2 - C_i^1) Q_{i+1}'' - R_i^3 + R_i^4] \quad (33)$$

Egalând ecuațiile (31) și (33), se obține:

$$\begin{aligned} (B_i^2 + B_i^1) Q_i'' + (A_i^1 + A_i^2) Q_{i-1}'' + R_i^1 + R_i^2 &= \\ = R_i^3 - R_i^4 + (B_i^3 - B_i^4) Q_i'' + (C_i^1 - C_i^2) Q_{i+1}'' & \\ \text{Reducând termenii asemenea se obține:} & \\ (A_i^1 + A_i^2) Q_{i-1}'' + (B_i^1 + B_i^2 - B_i^3 + B_i^4) Q_i'' &+ \\ + (C_i^2 - C_i^1) Q_{i+1}'' = R_i^3 - R_i^4 - R_i^1 - R_i^2 & \end{aligned} \quad (34)$$

În această ecuație efectuăm notațiile:

$$\begin{cases} A_i = A_i^1 + A_i^2 \\ B_i = B_i^1 + B_i^2 - B_i^3 + B_i^4 \\ C_i = -C_i^1 + C_i^2 \\ R_i = -R_i^1 - R_i^2 + R_i^3 - R_i^4 \end{cases} \quad (35)$$

Înlocuind relațiile (35) în ecuația (34), se obține:

$$A_i Q_{i-1}'' + B_i Q_i'' + C_i Q_{i+1}'' = R_i \quad (38)$$

Se observă că relația (38) reprezintă forma generală a sistemului ce trebuie rezolvat, având ca necunoscute pe:  $Q_{i-1}''$ ,  $Q_i''$ ,  $Q_{i+1}''$ . Matricea acestui sistem este de o formă particulară. Fiecare linie a matricei are numai trei termeni grupați în jurul diagonalei.

Pentru rezolvarea sistemului (36) se poate folosi metoda Progonki sau algoritmul Richtmyer.

Dezvoltarea teoretică a metodei diferențelor finite se va continua ulterior, în vederea obținerii modelului matematic. Pentru proiectarea biefurilor cu funcționarea automată se adoptă în prezent (deocamdată) metoda bilanțului.

### 6.3.2. METODA MICILOR OSCILAȚII

*Breviar de notații:*  $v_0$  = viteza în mișcarea uniformă;  $Q_0$  – debitul în mișcarea uniformă;  $B_0$  – lățimea la gură a canalului în mișcarea uniformă;  $\omega_0$  = aria secțiunii vii în mișcarea uniformă;  $h_0$  = înălțimea apei în canal pentru mișcarea uniformă;  $z_0$  = cota luciului apei corespunzătoare mișcării uniforme;  $V$  = viteză medie în mișcarea nepermanentă;  $Q$  = debitul în mișcarea nepermanentă;  $\omega$  = aria secțiunii în mișcarea nepermanentă;  $h$  = înălțimea apei în canal pentru mișcarea nepermanentă;  $z$  = cota luciului apei în mișcarea nepermanentă;  $v$  = variația vitezei;  $q$  = variația debitului;  $\zeta$  = variația înălțimii;  $z$  = variația cotei;  $K$  = modulul de debit;  $i_0$  = panta fundului canalului;  $J$  = panta suprafeței

libere;  $g$  = accelerația gravitațională;  $C = \sqrt{\frac{g\omega_0}{B_0}}$  –

celeritatea;  $\beta = \frac{2gJ}{v_0}$  – coeficient de substituție;

$\gamma = \frac{Jc^2x}{h_0}$  – coeficient de substituție;  $l$  – lungimea bi-

efului;  $\tau$  = timpul de propagare a undei;  $T, H, R, N$  = coeficienți de substituție;  $\omega_0$  = coeficient de substituție

pentru cantitatea:  $\frac{B_0 h_0 l}{\tau Q_0}$ ;  $M$  = coeficient de debit;

$b$  = lățimea deschiderii stavilei;  $a$  = înălțimea de ridicare a stavilei;  $\Delta a$  = deschiderea relativă a stavilei;  $\Delta h$  = diferența de nivel amonte și aval de stavilă;  $\zeta_a$  = amplitudinea de oscilație a nivelului aval de stavilă;  $\zeta_b$  = amplitudinea de oscilație a nivelului amonte de sta-

vilă;  $\bar{\zeta}$  și  $\bar{q}$  = valori medii ale variației înălțimii și debitului pentru scrierea operatorilor Laplace;  $s$  = mărime complexă;  $C_1, C_2, \alpha_1, \alpha_2$  = constante de integrare;  $m$  = parametru sub forma unui coeficient de pondere folosit la transcrierea unei scheme de automatizare sub formă laplaciiană;  $j$  = numărul biefurilor;  $d$  = notație folosită pentru determinanți;  $A_0$  – amplitudinea oscilației;  $k$  = frecvența factorului perturbativ;  $n$  = număr întreg.

În cazul mișcării nepermanente a apei în albiile deschise (canale) iau naștere o serie de unde, care au o anumită amplitudine. Prin studiul stabilității biefului urmărim ca amplitudinile acestor unde să fie din ce în ce mai mici, în sensul stabilizării regimului de scurgere.

Cu alte cuvinte, urmărim ca oscilațiile nivelului apei în canal să se amortizeze, ceea ce duce la stabilitatea regimului de mișcare. Dacă aceste oscilații sunt întreținute, vom avea ceea ce se numește *instabilitate*.

O metodă de calcul, considerată exactă, a acestui fenomen este metoda micilor oscilații. Pentru aceasta se pleacă de la ecuațiile diferențiale ale mișcării nepermanente a apei în canale (Saint-Venant):

$$\frac{\partial z}{\partial x} + \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{Q^2}{K^2} = 0 \text{ ecuația mișcării (4)}$$

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \text{ ecuația de continuitate (1')}$$

Se presupune că în cazul mișcării uniforme avem elementele:  $v_0$  (viteza),  $Q_0$  (debitul),  $z_0$  (cota nivelului apei).

În cazul mișcării nepermanente vor fi elementele medii:

$$\begin{cases} V = v_0 + v \\ Q = Q_0 + q \\ Z = Z_0 + z \end{cases} \quad (37)$$

Cu litere mici și fără indice s-a notat variația cantității respective. În funcție de acestea avem:

$$h = h_0 + \zeta; \quad \omega = \omega_0 + B_0 \cdot \zeta$$

În continuare se dau derivatele parțiale ale mărimilor medii, pătratele unor mărimi și modulul de debit.

$$\begin{aligned} \frac{\partial h}{\partial x} &= \frac{\partial \zeta}{\partial x} \\ \frac{\partial V}{\partial t} &= \frac{\partial v}{\partial t} \\ \frac{\partial \omega}{\partial t} &= B_0 \frac{\partial \zeta}{\partial t} \\ V \frac{\partial V}{\partial x} &= \frac{1}{2} \frac{\partial V^2}{\partial x} = \frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial x} (v_0^2 + 2v_0 v) = v_0 \frac{\partial v}{\partial x} \\ \frac{\partial (V\omega)}{\partial x} &= \frac{\partial}{\partial x} [(v_0 + v)(\omega_0 + B_0 \zeta)] = \\ &= \omega_0 \frac{\partial v}{\partial x} + v_0 B_0 \frac{\partial \zeta}{\partial x} \end{aligned} \quad (38)$$

Relația exponențială a modulelor de debit va fi:

$$\left(\frac{K}{K_0}\right)^2 = \left(\frac{h}{h_0}\right)^x = \left(\frac{h_0 + \zeta}{h_0}\right)^x = \left(1 + \frac{\zeta}{h_0}\right)^x \quad (39)$$

$$K^2 = K_0^2 \left(1 + \frac{\zeta}{h_0}\right)^x$$

unde  $x$  este exponentul hidraulic al albiei.

Aplicând binomul lui Newton pentru ecuația (39) se obține:

$$\left(1 + \frac{\zeta}{h_0}\right)^x = 1 + \frac{x}{1!} \cdot \frac{\zeta}{h_0} + \frac{x(x-1)}{2!} \left(\frac{\zeta}{h_0}\right)^2 + \dots$$

Neglijând termenii în care intervine  $\zeta$  la o putere  $\geq 2$  ( $\zeta$  este o cantitate mică), se obține:

$$\left(1 + \frac{\zeta}{h_0}\right)^x = 1 + \frac{x \cdot \zeta}{h_0}$$

$$K^2 = K_0^2 \left(1 + \frac{x\zeta}{h_0}\right) \quad (39')$$

Debitul mediu la pătrat va fi:

$$Q^2 = (Q_0 + q)^2 = Q_0^2 + 2Q_0q + q^2$$

Neglijând pe  $q^2$  se obține:

$$Q^2 = Q_0^2 + 2Q_0q = Q_0^2 \left(1 + \frac{2q}{Q_0}\right)$$

$$\frac{q}{Q_0} = \frac{Q - Q_0}{Q_0} = \frac{(v_0 + v)(\omega_0 + B_0\zeta) - v_0\omega_0}{v_0\omega_0} =$$

$$= \frac{v}{v_0} + \frac{B_0}{\omega_0} \zeta$$

Înlocuind în expresia lui  $Q^2$  se obține:

$$Q^2 = Q_0^2 \left(1 + \frac{2v}{v_0} + \frac{2B_0}{\omega_0} \zeta\right) \quad (40)$$

Expresia  $\frac{Q^2}{K^2}$  din ecuația (4) devine:

$$\frac{Q^2}{K^2} = \frac{Q_0^2 \left(1 + \frac{2v}{v_0} + \frac{2B_0}{\omega_0} \zeta\right)}{K_0^2 \left(1 + \frac{x\zeta}{h_0}\right)}$$

Prin înmulțire și împărțire cu conjugata parantezei de la numitor, se obține:

$$\frac{Q^2}{K^2} = i_0 \left[ \frac{\left(1 + \frac{2v}{v_0} + \frac{2B_0}{\omega_0} \zeta\right) \left(1 - \frac{x\zeta}{h_0}\right)}{\left(1 + \frac{x\zeta}{h_0}\right) \left(1 - \frac{x\zeta}{h_0}\right)} \right] =$$

$$= i_0 \left[ 1 + \frac{2v}{v_0} + \left(\frac{2B_0}{\omega_0} - \frac{x}{h_0}\right) \cdot \zeta \right]$$

unde  $i_0$  este panta fundului canalului, care în mișcarea uniformă este egală cu panta luciului apei ( $J$ ).

*Observație:*

$-\frac{\partial z}{\partial x} = J$  = panta suprafeței libere, care poate fi

scrisă și sub altă formă având în vedere că  $h = f(t, x)$  (v. fig. 6.8);

$J = i_0 - \frac{\partial h}{\partial x}$ , unde  $i_0$  este panta fundului canalului.

lui.

Introducând toate expresiile obținute mai sus în ecuațiile (4) și (1) se obține:

$$\frac{\partial \zeta}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v_0}{g} \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{2Jv}{v_0} + J \left( \frac{2B_0}{\omega_0} - \frac{x}{h_0} \right) \zeta = 0 \quad (4')$$

Derivând ecuația (4') în raport cu  $x$  se obține:

$$\frac{\partial^2 \zeta}{x^2} + \frac{1}{g} \frac{\partial^2 v}{\partial t \partial x} + \frac{v_0}{g} \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{2J}{v_0} \frac{\partial v}{\partial x} +$$

$$+ J \left( \frac{2B_0}{\omega_0} - \frac{x}{h_0} \right) \frac{\partial \zeta}{\partial x} = 0 \quad (4'')$$

Din ecuația (1') se scoate expresia  $\frac{\partial v}{\partial x}$ :

$$\frac{\partial v}{\partial x} = -\frac{B_0}{\omega_0} \frac{\partial \zeta}{\partial t} - \frac{v_0 B_0}{\omega_0} \frac{\partial \zeta}{\partial x} \quad (1'')$$

Dacă derivăm ecuația (1'') în raport cu  $x$  și apoi cu  $t$  se obține:

$$\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = -\frac{B_0}{\omega_0} \frac{\partial^2 \zeta}{\partial t \partial x} - \frac{v_0 B_0}{\omega_0} \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2} \quad (1''')$$

$$\frac{\partial^2 v}{\partial x \partial t} = -\frac{B_0}{\omega_0} \frac{\partial^2 \zeta}{\partial t^2} - \frac{v_0 B_0}{\omega_0} \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x \partial t} \quad (1^{IV})$$

Prin înlocuirea relațiilor (1''), (1''') și (1<sup>IV</sup>) în ecuația (4'') se obține:

$$\frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2} - \frac{B_0}{g\omega_0} \frac{\partial^2 \zeta}{\partial t^2} - \frac{v_0 B_0}{g\omega_0} \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x \partial t} - \frac{v_0 B_0}{g\omega_0} \frac{\partial^2 \zeta}{\partial t \partial x} -$$

$$- \frac{v_0^2 B_0}{g\omega_0} \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2} - \frac{2JB_0}{v_0\omega_0} \frac{\partial \zeta}{\partial t} - \frac{2Jv_0 B_0}{v_0\omega_0} \frac{\partial \zeta}{\partial x} +$$

$$+ J \left( \frac{2B_0}{\omega_0} - \frac{x}{h_0} \right) \frac{\partial \zeta}{\partial x} = 0$$

Ordonând termenii asemenea obținem:

$$\frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2} \left( 1 - \frac{v_0^2 B_0}{g\omega_0} \right) + \frac{\partial^2 \zeta}{\partial t^2} \left( -\frac{B_0}{g\omega_0} \right) + \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x \partial t} \left( -\frac{v_0 B_0}{g\omega_0} - \frac{v_0 B_0}{g\omega_0} \right) + \frac{\partial \zeta}{\partial x} \left( \frac{2JB_0}{g\omega_0} - \frac{Jx}{h_0} - \frac{2JB_0}{\omega_0} \right) +$$

$$+ \frac{\partial \zeta}{\partial t} \left( -\frac{2JB_0}{v_0\omega_0} \right) = 0$$

Prin împărțire cu  $\left(-\frac{B_0}{g\omega_0}\right)$ , obținem:

$$\frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2} \left( v_0^2 - \frac{g\omega_0}{B_0} \right) + \frac{\partial^2 \zeta}{\partial t^2} + \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x \partial t} (2v_0) + \frac{\partial \zeta}{\partial x} \left( \frac{Jx}{h_0} \cdot \frac{g\omega_0}{B_0} \right) + \frac{\partial \zeta}{\partial t} \left( \frac{2Jg}{v_0} \right) = 0 \quad (4''')$$

Efectuăm substituțiile:

$$C^2 = \frac{g\omega_0}{B_0} \text{ (m/s)} - \text{celeritatea}$$

$$\beta = \frac{2gJ}{v_0} \text{ (1/s)}$$

$$\gamma = \frac{JC^2 x}{h_0} \text{ (m/s}^2\text{)}.$$

Prin înlocuire în (4''') se obține:

$$\frac{\partial^2 \zeta}{\partial t^2} + (v_0^2 - C^2) \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2} + 2v_0 \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x \partial t} + \gamma \frac{\partial \zeta}{\partial x} + \beta \frac{\partial \zeta}{\partial t} = 0 \quad (4^{IV})$$

Scriind sub formă adimensională, avem:

$$\zeta' = \frac{\zeta}{h_0}; \quad v' = \frac{v}{v_0}; \quad x' = \frac{x}{l}; \quad t' = \frac{t}{\tau}$$

Renunțând la indicele prim, ecuația (4<sup>IV</sup>) devine:

$$\frac{\partial^2 \zeta}{\partial t^2} + (H^2 - T^2) \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2} + 2H \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x \partial t} + R \frac{\partial \zeta}{\partial t} + N \frac{\partial \zeta}{\partial x} = 0 \quad (41)$$

în care:

$$T = \frac{C\tau}{l}; \quad H = \frac{v_0\tau}{l}; \quad R = \frac{2gi_0\tau}{v_0};$$

$$N = \frac{i_0 k C^2 \tau^2}{h_0 l}; \quad \tau = \frac{l}{c}$$

$l$  = lungimea biefului,  $i_0 = J$  = panta canalului (în mișcarea uniformă).

Ecuația (1) capătă forma:

$$B_0 \frac{\partial \zeta}{\partial t} = \frac{\partial q}{\partial x} = 0$$

$$q = -B_0 \int \frac{\partial \zeta}{\partial t} dx \quad (42)$$

$$q = -w_0 \int \frac{\partial \zeta}{\partial t} dx, \text{ în care } w_0 = \frac{B_0 h_0 l}{\tau Q_0}$$

Debitul la vană este dat de relația:

$$Q = M \cdot b \cdot a \cdot \sqrt{2g\Delta h} \quad (43)$$

în care:

$M$  este coeficientul de debit;

$b$  – lățimea deschiderii;

$a$  – înălțimea de ridicare a stavilei;

$\Delta h$  – diferența de nivel amonte și aval de stavilă.

Ecuația (43) poate căpăta forma:

$$q = \Delta a - \frac{1}{2} \cdot \frac{\zeta_a}{\Delta h} + \frac{1}{2} \cdot \frac{\zeta_b}{\Delta h} \quad (44)$$

în care:

$$\Delta a = \frac{\Delta a_0}{a_0} - \text{este deschiderea relativă a stavilei};$$

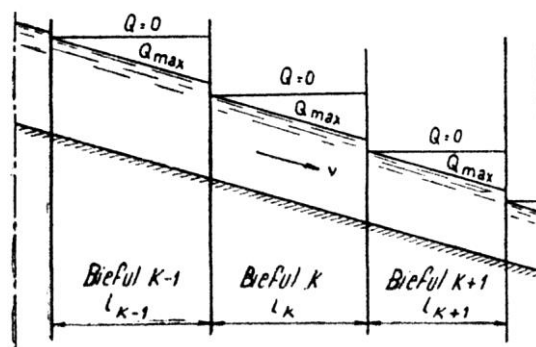
$$\Delta h = \frac{\Delta h_0}{h_0}$$

$\zeta_a$  – amplitudinea de oscilație a nivelului aval de stavilă;

$\zeta_b$  – amplitudinea de oscilație a nivelului amonte de stavilă.

Pentru stabilirea soluțiilor ecuațiilor (41) și (42) în cazul comenzii aval, se consideră condiția la limită ca fiind variația debitului  $q = q(t)$  în capătul aval al biefului și nivelul constant în capătul amonte.

Pentru stabilirea condițiilor inițiale se va folosi schema din figura 6.10.



**Fig. 6.10.** Schema biefulor de calcul în cazul comenzii din aval pentru deducerea condițiilor la limită (metoda micilor oscilații).

$$t = 0; \quad \zeta = 0; \quad q = 0; \quad \frac{\partial \zeta}{\partial t} = 0; \quad \frac{\partial q}{\partial t} = 0$$

$$\left. \begin{array}{l} x = 0; \quad \zeta = 0 \\ x = l; \quad q = q(t) \end{array} \right\} \text{ la un moment } t \neq 0$$

Mișcarea nepermanentă este instabilă dacă perturbațiile  $\zeta$  și  $q$  cresc.

Având în vedere liniaritatea ecuațiilor diferențiale și forma condițiilor inițiale, pentru studiul stabilității sistemului (biefului) se folosesc operatorii Laplace:

$$\bar{\zeta} = \int_0^\infty \zeta e^{-st} dt; \quad \bar{q} = \int_0^\infty q e^{-st} dt \quad (45)$$

în care:  $s$  este o mărime complexă.

Soluțiile ecuațiilor (41) și (42) în transformate Laplace sunt:

$$\bar{\zeta} = C_1 e^{\alpha_1 x} + C_2 e^{\alpha_2 x} \quad (46)$$



$$\bar{q} = -\omega_0 s \left( C_1 \frac{e^{\alpha_1 x}}{\alpha_1} + C_2 \frac{e^{\alpha_2 x}}{\alpha_2} \right) \quad (47)$$

Constantele  $C_1$  și  $C_2$  se determină din condițiile la limită și  $\alpha_1$  și  $\alpha_2$  din relația:

$$\alpha_{1,2} = \frac{2sH + N \pm \sqrt{(2sH + N)^2 + 4s(R + s)(T^2 - H^2)}}{2(T^2 - H^2)} \quad (48)$$

Vom analiza următoarea schemă, de automatizare exprimată în transformată Laplace:

$$q_{am} = m \cdot \bar{\zeta}_{av} \quad (49)$$

$$\Delta \bar{a} = m \cdot \bar{\zeta}_{av} \quad (50)$$

$$\Delta \bar{a} = m(\bar{\zeta}_{av} + \bar{\zeta}_{am}) \quad (51)$$

în care:

$q_{am}$  este debitul la stavila amonte a biefului;

$\Delta \bar{a}$  – deschiderea relativă a stavilei amonte;

$\bar{\zeta}_{av}$  – perturbația nivelului într-o secțiune aval a biefului;

$\bar{\zeta}_{am}$  – perturbația nivelului într-o secțiune amonte a biefului;

$m$  – parametru.

Variația debitului în secțiunea aval este o sinusoidă a cărei transformată Laplace este de forma:

$$q_{av} = \frac{q_0 \omega_1}{s^2 + \omega_1^2} \quad (52)$$

Constantele  $C_1$  și  $C_2$  se determină din ecuațiile sistemului:

$$\begin{cases} C_1 \frac{e^{\alpha_1 x}}{\alpha_1} + C_2 \frac{e^{\alpha_2 x}}{\alpha_2} = -\frac{q_0 \omega_1}{s(s^2 + \omega_1^2)} \end{cases} \quad (53)$$

$$\begin{cases} C_1 \left( me^{\alpha_1} + \frac{\omega_0 s}{\alpha_1} \right) + C_2 \left( me^{\alpha_2} + \frac{\omega_0 s}{\alpha_2} \right) = 0 \end{cases} \quad (54)$$

care are determinantul necunoscutelor:

$$d = \begin{vmatrix} \frac{e^{\alpha_1}}{\alpha_1} & \frac{e^{\alpha_2}}{\alpha_2} \\ me^{\alpha_1} + \frac{\omega_0 s}{\alpha_1} & me^{\alpha_2} + \frac{\omega_0 s}{\alpha_2} \end{vmatrix} = 0 \quad (55)$$

Dacă una din rădăcinile ecuației (55) se află în semiplanul drept al funcției, rezultă că sistemul va fi instabil.

Luând  $T = 1$ , pentru diverse valori ale parametrului  $\frac{m}{w_0}$ ,  $H$ ,  $R$  și  $N$  se poate determina o suprafață

neutră  $F\left(\frac{m}{w_0}, H, R, N\right) = 0$ , care delimitează cele două

domenii de instabilitate și care se obține făcând  $s = is_2$  și eliminând pe  $s_2$  din cele două ecuații în mărimi reale ce rezultă din (55).

În cazul mai multor biefuri automatizate după condiția (49), ecuația de determinare a condițiilor de instabilitate este de forma:

$$D_n = \prod_{j=1}^n d_j = 0 \quad (56)$$

în care:

$$d_j = \begin{vmatrix} \frac{e^{\alpha_{j1}}}{\alpha_{j1}} & \frac{e^{\alpha_{j2}}}{\alpha_{j2}} \\ m_j \cdot e^{\alpha_{j1}} + \frac{w_{0j} s}{\alpha_{j1}} & m_j \cdot e^{\alpha_{j2}} + \frac{w_{0j} s}{\alpha_{j2}} \end{vmatrix} \quad (57)$$

în care  $j$  este numărul de biefuri.

Instabilitatea este cauzată de bieful cei mai instabil, considerat independent.

În cazul automatizării după condiția (50) ( $\Delta \bar{a} = m \cdot \bar{\zeta}_{av}$ ) a două biefuri, se ajunge la condiția de instabilitate de forma determinantului  $D_3$ .

$$D_3 = \begin{vmatrix} \frac{e^{\alpha_{11}}}{\alpha_{11}} & \frac{e^{\alpha_{12}}}{\alpha_{12}} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ m_1 e^{\alpha_{11}} + \frac{w_{01} s}{\alpha_{11}} - \frac{1}{2\Delta h_1} & m_1 e^{\alpha_{12}} + \frac{w_{01} s}{\alpha_{12}} - \frac{1}{2\Delta h_1} & \frac{e^{\alpha_{21}}}{2\Delta h_1} & \frac{e^{\alpha_{22}}}{2\Delta h_1} & 0 & 0 \\ -\frac{w_{01}}{w_{02} \alpha_{11}} & -\frac{w_{01}}{w_{02} \alpha_{12}} & \frac{e^{\alpha_{21}}}{\alpha_{21}} & \frac{e^{\alpha_{22}}}{\alpha_{22}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_2 e^{\alpha_{21}} + \frac{w_{02} s}{\alpha_{21}} - \frac{1}{2\Delta h_2} & m_2 e^{\alpha_{22}} + \frac{w_{02} s}{\alpha_{22}} - \frac{1}{2\Delta h_2} & \frac{e^{\alpha_{31}}}{2\Delta h_2} & \frac{e^{\alpha_{32}}}{2\Delta h_2} \\ 0 & 0 & -\frac{w_{02}}{w_{03} \alpha_{21}} & -\frac{w_{02}}{w_{03} \alpha_{22}} & \frac{e^{\alpha_{31}}}{\alpha_{31}} & \frac{e^{\alpha_{32}}}{\alpha_{32}} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_3 e^{\alpha_{31}} + \frac{w_{03} s}{\alpha_{31}} - \frac{1}{2\Delta h_3} & m_3 e^{\alpha_{32}} + \frac{w_{03} s}{\alpha_{32}} - \frac{1}{2\Delta h_3} \end{vmatrix} = 0 \quad (58)$$

Dacă se notează:

$$\begin{vmatrix} \frac{e^{\alpha_{j1}}}{\alpha_{j1}} & \frac{e^{\alpha_{j2}}}{\alpha_{j2}} \\ m_j e^{\alpha_{j2}} + \frac{w_{0j} S}{\alpha_{j1}} - \frac{1}{2\Delta h_j} & m_j e^{\alpha_{j1}} + \frac{w_{0j} S}{\alpha_{j2}} - \frac{1}{2\Delta h_j} \end{vmatrix} \quad (59)$$

și

$$\begin{vmatrix} \frac{e^{\alpha_{j1}}}{2\Delta h_{j-1}} & \frac{e^{\alpha_{j2}}}{2\Delta h_{j-1}} \\ m_j e^{\alpha_{j1}} + \frac{w_{0j} S}{\alpha_{j1}} - \frac{1}{2\Delta h_j} & m_j e^{\alpha_{j2}} + \frac{w_{0j} S}{\alpha_{j2}} - \frac{1}{2\Delta h_j} \end{vmatrix} \quad (60)$$

atunci  $D_3$  se poate scrie:

$$D_3 = D_2 d_3 - D_2' d_3'$$

în care:

$D_2$  este complementul lui  $d_3$ ;

$D_2'$  – complementul lui  $d_3'$ .

În cazul a  $n$  biefuri, relația de recurență devine:

$$D_n = D_{n-1} d_n - D_{n-1}' d_n' \text{ pentru } n \geq 2 \quad (61)$$

În cazul schemei de automatizare după (51), relația de determinare a condiției de instabilitate va fi aceeași ca și în cazul schemei (50), cu deosebirea că în

loc de  $m_j$  se va scrie  $m_j - \frac{1}{2\Delta h_j}$ .

Considerând  $\frac{dB}{dx} = 0$  (bief de lățime constantă

cu panta zero) și mediind parametrii geometrici pe lungimea biefului în cazul „frecărilor nule”, rezultă ecuația în mărimi adimensionale de propagare a valorilor:

$$\frac{\partial^2 q}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 q}{\partial t^2} = 0 \quad (62)$$

În cazul unor oscilații de debit, întreținute în secțiunea aval a canalului de forma:

$$q_{av} = A_0 \sin \omega_1 t \quad (63)$$

condiția de instabilitate poate fi căutată în variabila  $t$ .

Soluția ecuației (62), având condiția la limită (63), prezintă expresia:

$$q = (C_1 \sin \omega_1 x + C_2 \cos \omega_1 x) \sin \omega_1 t \quad (64)$$

Din ecuația:  $q = -w_0 \int \frac{\partial \zeta}{\partial t} dx$ , rezultă:

$$\zeta = (C_1 \cos \omega_1 x - C_2 \sin \omega_1 x) \cos \omega_1 t \quad (65)$$

în care:  $w_0 = 1$ ;  $q_0 = B_0 h_0 C$ .

Schemele de automatizare:

$$\bar{q}_{am} = m \bar{\zeta}_{av} \text{ și } A \bar{a} = m \bar{\zeta}_{av} \quad (66)$$

sunt echivalente pentru că  $q \sim \Delta a$ .

Din relațiile (64) și (65) se obțin  $q$  și  $\zeta$ , cu un

decalaj de fază de  $\frac{\pi}{2}$ . Pentru realizarea schemei de automatizare amintite (comanda din aval) este necesar ca între  $q_{am}(x=0)$  și  $\zeta_{av}(x=l)$  să fie un decalaj de fază egal cu  $\pi$ .

$$\begin{cases} C_1 \sin \omega_1 + C_2 \cos \omega_1 = A_0 \\ C_2 = -m(C_1 \cos \omega_1 - C_2 \sin \omega_1 x) \end{cases} \quad (67)$$

Rezolvarea sistemului (67) în raport cu  $C_1$  și  $C_2$  și înlocuirea în (64) duce la:

$$q = \frac{A_0}{\sin \omega_1 - m} [\sin \omega_1 x - m \cos \omega_1 (1-x)] \sin \omega t \quad (68)$$

Condiția de instabilitate are expresia:

$$d = \sin \omega_1 - m = 0 \quad (69)$$

În funcție de (66), ecuația de debit a frontului unde se scrie:

$$q = \zeta \quad (70)$$

unde  $m = 1$ .

Condiția de instabilitate este de forma:

$$\omega_1 = \frac{K \cdot l}{C} = \frac{\pi}{2} + 2n\pi \quad (71)$$

în care:

$K$  este frecvența factorului perturbativ;

$n$  – număr întreg.

Dacă secțiunea de amplasare a traductorului este la distanța  $x_0$ , condiția de instabilitate se scrie:

$$\sin \frac{K \cdot l}{C} = m \cos \frac{K \cdot l}{C} (1 - x_0) \quad (72)$$

unde  $m = 1$ .

$$\frac{K \cdot l}{2} (2 - x_0) = \frac{\pi}{2} \pm 2n\pi \quad (73)$$

Aplicarea metodelor de calcul la diferite tipuri de comenzi se face în mod diferit, în funcție de specificul metodei și de condițiile la limită caracteristice fiecărui tip de comandă.

Pentru metoda diferențelor finite, condițiile la limită sunt după cum urmează:

În cazul comenzii cu nivel aval constant (fig. 6.11), condițiile la limită sunt:

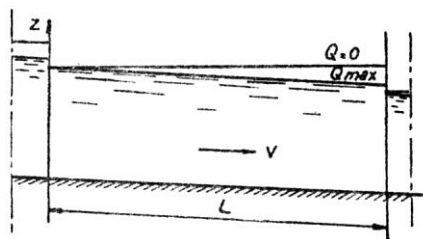
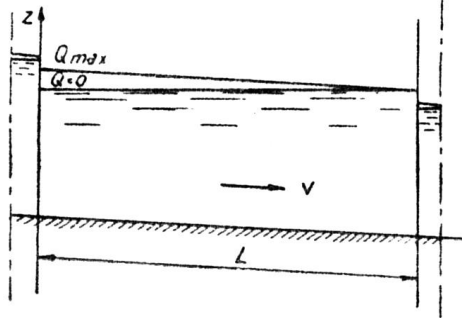


Fig. 6.11. Schema de calcul a unui bief cu comandă din aval.

$$\begin{cases} x=0 \text{ (capătul amonte al biefului)} \\ z=\text{constant} \\ x=l \text{ (capătul aval al biefului)} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = Q(t) - \text{debitul este o funcție de timp} \\ \quad \text{a cărei variație este dată de} \\ \quad \text{graficul de consum} \\ z = f[Q(t)] \end{array} \right.$$

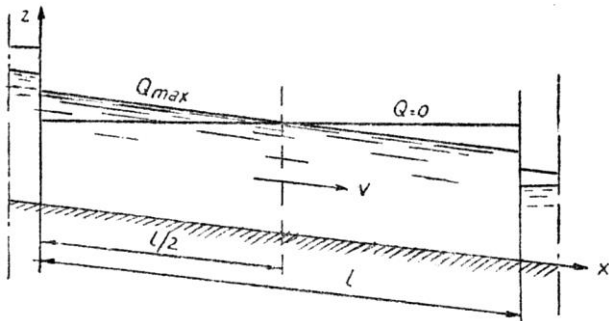
În cazul comenzii cu nivel amonte constant (fig. 6.12, condițiile la limită sunt:



**Fig. 6.12.** Schema de calcul a unui bief cu comandă din amonte.

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \text{ (capătul amonte al biefului)} \\ z = f[Q(t)] \\ x = l \text{ (capătul aval al biefului)} \\ z = \text{constant} \end{array} \right.$$

În cazul comenzii mixte (fig. 6.13), condițiile la limită sunt:

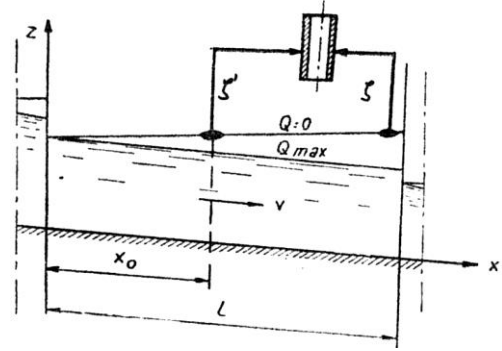


**Fig. 6.13.** Schema de calcul a unui bief cu comandă mixtă.

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \text{ (capătul amonte al biefului)} \\ z = f[Q(t)] \\ x = \frac{l}{2} \text{ (mijlocul biefului)} \\ z = \text{constant} \\ x = l \text{ (capătul aval al biefului)} \\ z = f[Q'(t)] \end{array} \right.$$

Pentru metoda micilor oscilații condițiile la limită sunt următoarele:

a) Cazul folosirii unui singur traductor de nivel (fig. 6.14); condițiile la limită sunt:



**Fig. 6.14.** Schema de calcul a unui bief cu folosirea unui singur traductor de nivel.

La momentul  $t = 0$ :

$$\left\{ \begin{array}{l} \zeta = 0 \\ q = 0 \end{array} \right.$$

La momentul  $t \neq 0$ :

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0; \quad \zeta = 0 \\ x = l; \quad \zeta = f[q(t)] \end{array} \right.$$

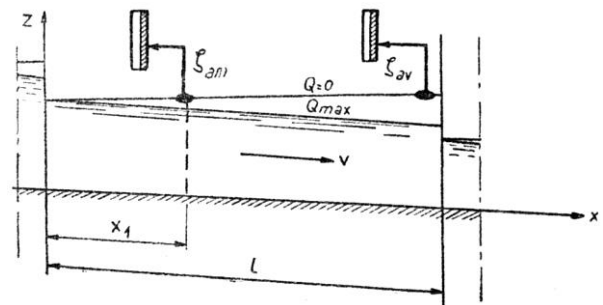
$\zeta$  este perturbația nivelului în secțiunea traductorului,

$q$  – variația debitului.

Când traductorul de nivel se află la distanța  $x_0$  față de capătul amonte al biefului, condițiile la limită sunt:

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0; \quad \zeta = 0 \\ x = x_0; \quad \zeta = f[q'(t)] \end{array} \right.$$

b) În cazul folosirii a doi traductori de nivel (fig. 6.15), condițiile la limită sunt cele arătate mai jos:



**Fig. 6.15.** Schema de calcul a unui bief cu folosirea a doi traductori de nivel.

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \text{ (capătul amonte al biefului)} \\ \zeta = 0 \end{array} \right.$$

În secțiunea situată la distanța  $x_1$  față de capătul amonte al biefului avem:

$$\left\{ \begin{array}{l} x = x_1 \\ \zeta_{am} = f[q(t)] \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = l \text{ (capătul aval al biefului)} \\ \zeta_{av} = f[q'(t)] \end{array} \right.$$

### 6.3.3. METODA BILANȚULUI

Pentru dimensionarea hidraulică a canalelor, aducțiuni sau distribuții, în ipoteza funcționării automate, se poate aplica metoda bilanțului. Metoda este aproximativă, dar destul de precisă, pentru a se folosi în proiectare la nivel de S.T.E. În unele cazuri, în lipsa unui model matematic de calcul pentru metoda diferențelor finite, se folosește cu succes metoda bilanțului și pentru faza de P.E.

Proiectarea canalelor după metoda bilanțului necesită următoarele date de bază:

- 1) traseul în plan al canalului (fig. 6.16);
- 2) graficul orar de consum maxim al apei pe o perioadă de 24 ore pentru fiecare consumator din canal.

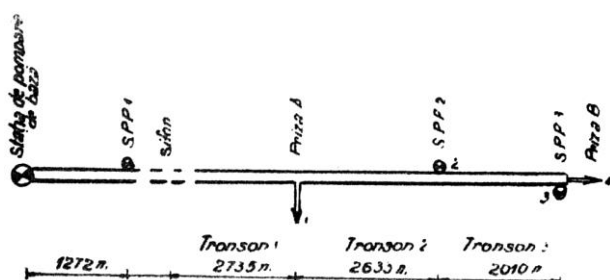


Fig. 6.16. Schema traseului sectorului de canal luat în calcul.

Metoda bilanțului cuprinde următoarele etape de calcul:

- 1) dimensionarea biefurilor la debit mediu în mișcare permanentă și uniformă;
- 2) transpunerea graficelor de consum pentru fiecare bief în secțiunea amonte a biefului;
- 3) determinarea volumelor de apă necesare a fi acumulate în fiecare bief;
- 4) determinarea debitelor de calcul maxime și minime ( $Q_{c\max}$ ,  $Q_{c\min}$ );
- 5) determinarea nivelurilor de calcul maxime și minime.

**Dimensionarea biefurilor la debit mediu în mișcare permanentă și uniformă.** Cunoscând debitul, panta canalului, coeficientul unghiular al taluzului și coeficientul de rugozitate, se dimensionează canalul economic la debit mediu, în ipoteza mișcării permanente și uniforme. Dimensionarea în această ipoteză se face pe baza metodelor hidraulice clasice, în final rezultând dimensiunile canalului:  $b$  (lățimea la fund) și  $h$  (adâncimea apei în canal).

Ecuatia principală, a mișcării uniforme a curenților cu suprafață liberă, este relația vitezei:

$$v = C\sqrt{R \cdot I} \quad (74)$$

în care:

$C$  este coeficientul lui Chézy,  $C = \frac{1}{n} R^y$ ;

$R$  – raza hidraulică,  $R = \frac{\omega}{P}$ ;

$P$

$\omega$  – secțiunea vie, pentru canal trapezoidal,  $\omega = h(b + mh)$ ;

$P$  – perimetrul muat, pentru canal trapezoidal,

$$P = b + 2h\sqrt{1 + m^2};$$

$I$  – panta fundului canalului;

$n$  – coeficient de rugozitate;

$m$  – coeficient unghiular al taluzului;

$b$  – lățimea la fund a canalului;

$h$  – adâncimea apei în canal.

Debitul se determină cu relația de continuitate:

$$Q = \omega v = \omega C \sqrt{RI} = K \sqrt{I} \quad (75)$$

$K$  fiind modulul de debit.

Calculul se poate efectua astfel:

– se calculează modulul de debit necesar:

$$K_0 = \frac{Q_0}{\sqrt{I}} \quad (76)$$

– se construiește curba  $K_{ef} = f(h)$ , pe baza relației:

$$K_{ef} = \omega C \sqrt{R} \quad (77)$$

dând valori lui  $h$  pentru un anumit  $b$  sau  $\beta = \frac{b}{h}$ , pe baza tabelului 6.1. și figurii 6.17.

Cu  $K_0$  din grafic se obțin  $h$  și  $b$ . Cu aceste valori, din relația (74), se determină viteza medie a apei din canal.

**Transpunerea graficelor de consum.** Transpunerea acestor grafice (fig. 6.18) în secțiunea amonte a biefului se face cu un decalaj de timp  $T$ , reprezentând durata de la deschiderea consumatorului de pe bieful respectiv și până la sesizarea vanei din amonte biefului:

$$T_i = \frac{l_i}{c} \quad (78)$$

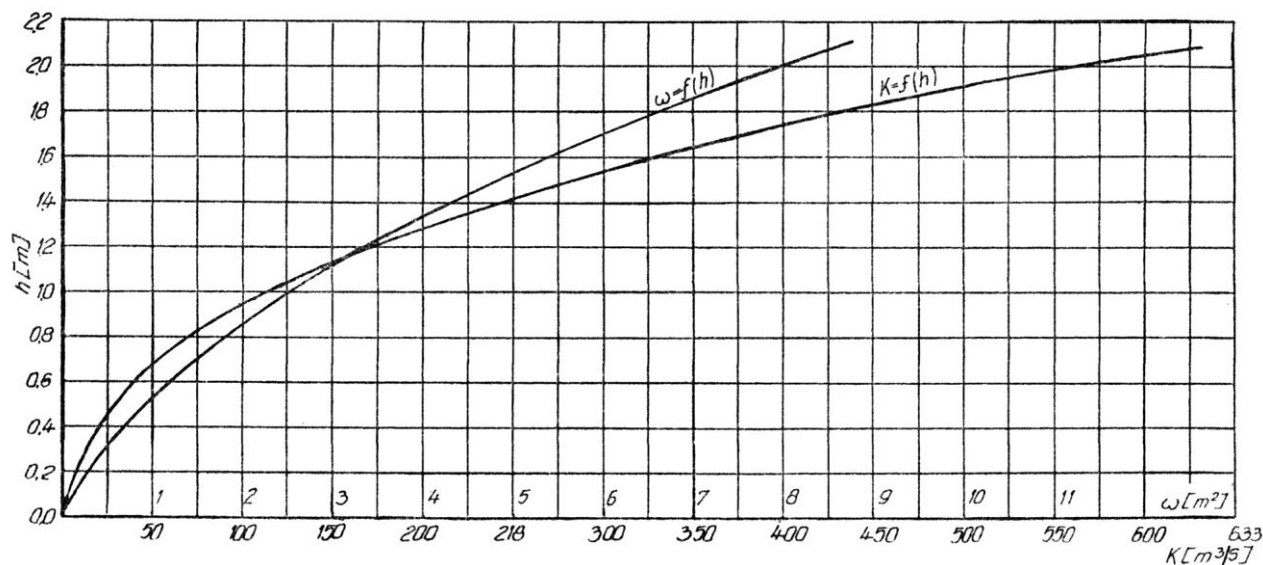
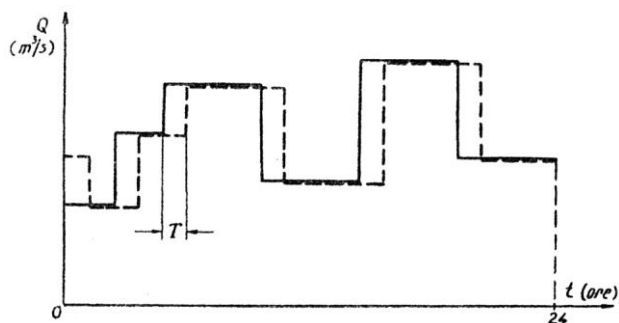
în care:

$l_i$  este distanța de la priza respectivă și până la vana din capătul amonte al biefului;

$c$  – viteza de propagare a unei negative regressive ce se produce la apariția unei cereri în bief.

Tabelul 6.1. Determinarea elementelor geometrice și hidraulice ale canalului

Nr. crt.	$h$ (m)	$\beta$	$b$ (m)	$\omega$ (m <sup>2</sup> )	$P$ (m)	$R$ (m)	$C$	$K_{ef} = \omega C \sqrt{R}$	$K_0 = \frac{Q_0}{\sqrt{I}}$
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9


 Fig. 6.17. Grafic pentru  $K = f(h)$  și  $\omega = f(h)$ .

 Fig. 6.18. Schița unui grafic de consum pentru o priză oarecare (cu linie întreruptă s-a figurat graficul transpus după timpul de transpunere  $T$ ).

Celeritatea se poate calcula cu relația:

$$c = (1,5 - 1,8)v$$

Graficele de consum transpuse în secțiunea amonte a biefului se însumează, obținându-se *graficul debitelor afluențe*. Însumarea graficelor de consum netranspuse reprezintă *graficul debitelor defluente*.

**Determinarea volumelor de apă necesare a fi acumulate în biefuri.** În cazul reglărilor cu stăvilare automate hidraulic cu nivel aval constant, volumul de apă necesar a fi acumulat pe bief ( $\Delta V^{(n)}$ ) este dat de relația:

$$\Delta V^{(n)} = K(\Delta V_1^{(n)} + \Delta V_2^{(n)}) \quad (79)$$

în care:

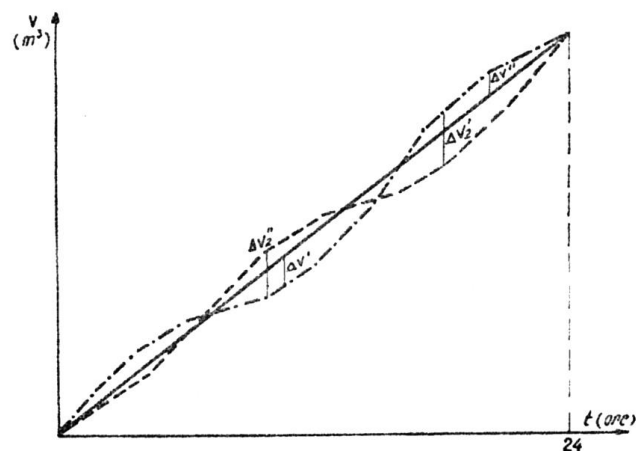
$K$  este un coeficient de reducere a volumului acumulat ( $K = 0,8 - 1$ );

$\Delta V_1^{(n)}$  – volum de apă necesar a fi acumulat datorită neconcordanței graficului de pompare cu graficul de consum pe bieful „ $n$ ”;

$\Delta V_2^{(n)}$  – volum de apă ce trebuie acumulat, datorită timpului de transmitere a comenzii pe cale

hidraulică în secțiunea amonte a biefului pentru deschiderea stăvilorului.

Pentru fiecare bief se construiește curba integrală a debitelor afluențe și defluente (fig. 6.19), obținute prin integrarea graficelor de consum transpuse și netranspuse, din care se pot determina componentele volumului de acumulat.


 Fig. 6.19. Graficul de variație  $V = f(t)$ , care reprezintă curbele integrale:

- curba integrală a debitelor pomplate;
- . - . - curba integrală a debitelor afluențe;
- - - - - curba integrală a debitelor defluente

pentru determinarea volumelor de apă ce trebuie acumulate în biefuri.

În cele ce urmează se vor determina volumele de apă care trebuie acumulate în biefuri; în această figură se pot observa volumele caracteristice. Cu ajutorul volumelor  $\Delta V_1^{(n)}$  și  $\Delta V_2^{(n)}$  se determină pe  $\Delta V_1^{(n)}$ , în funcție de care se calculează  $\Delta V_1^{(n)}$  (datorită neconcordanței între pompare și consum). Cu ajutorul volumelor  $\Delta V_2^{(n)}$  și  $\Delta V_1^{(n)}$  se determină pe  $\Delta V_2^{(n)}$  (datorită neconcordanței între afluență și consum).

Volumul  $\Delta V_1$  se distribuie tuturor biefurilor, proporțional cu debitul mediu, conform relației:

$$\Delta V_1^{(n)} = \Delta V_1 \frac{Q_0^{(n)}}{Q_0} \quad (80)$$

în care:

$Q_0^{(n)}$  este debitul mediu al biefului „n”;

$Q_0$  – debitul mediu de pompare.

**Determinarea debitelor de calcul maxime și minime.** În cazul în care graficele de consum în 24 ore la derivații au variații, alimentarea canalului automatizat (aducțiune sau canal de rang inferior) făcându-se gravitațional sau prin pompare, nu este uniformă în 24 ore; debitele de calcul maxime și minime se calculează după cum urmează:

– se calculează debitul mediu în 24 ore ( $Q_0^{(n)}$ ), care intră în secțiunea amonte a fiecărui bief și debitul mediu al alimentării;

– se calculează diferența între debitul maxim și debitul mediu ( $dQ_{\max}^{(n)}$ ,  $dQ_{\max}^{(p)}$ ) și între debitul mediu și minim ( $dQ_{\min}^{(n)}$ ,  $dQ_{\min}^{(p)}$ ):

$$\begin{aligned} dQ_{\max}^{(n)} &= Q_{\max}^{(n)} - Q_0^{(n)} \\ dQ_{\min}^{(n)} &= Q_0^{(n)} - Q_{\min}^{(n)} \\ dQ_{\max}^{(p)} &= Q_{\max}^{(p)} - Q_0^{(p)} \\ dQ_{\min}^{(p)} &= Q_0^{(p)} - Q_{\min}^{(p)} \end{aligned} \quad (81)$$

Debitele maxime și minime de calcul pentru fiecare bief se calculează cu relațiile:

$$\begin{aligned} Q_{c \max}^{(n)} &= Q_0^{(n)} + dQ_{\max}^{(n)} \frac{x}{l} + \frac{Q_0^{(n)}}{Q_0^{(p)}} dQ_{\max}^{(p)} \frac{l-x}{l} \\ Q_{c \min}^{(n)} &= Q_0^{(n)} - dQ_{\min}^{(n)} \frac{x}{l} - \frac{Q_0^{(n)}}{Q_0^{(p)}} dQ_{\min}^{(p)} \frac{l-x}{l} \end{aligned} \quad (82)$$

în care:

$l$  este lungimea aducțiunii;

$x$  – distanța de alimentare la priză;

$n$  – indicele biefurilor;

$p$  – indicele alimentării (indică priza gravitațională sau prin pompare).

În cazul în care alimentarea canalului se face cu un debit uniform în 24 ore rezultă  $dQ_{\min}^{(p)} = dQ_{\max}^{(p)} = 0$ , debitele de calcul devenind:

$$\begin{aligned} Q_{c \max}^{(n)} &= Q_0^{(n)} + dQ_{\max}^{(n)} \frac{x}{l} \\ Q_{c \min}^{(n)} &= Q_0^{(n)} + \left( -dQ_{\min}^{(n)} \frac{x}{l} \right) \end{aligned} \quad (83)$$

Se calculează debitele de calcul maxime și minime pentru capătul amonte și aval al fiecărui bief. Făcând media aritmetică a debitelor maxime și minime la capătul amonte și aval al biefului, se obțin debitele medii maxime și minime de calcul:

$$\begin{aligned} Q_{c \max \text{ med}}^{(n)} &= \frac{Q_{c \max \text{ am}}^{(n)} + Q_{c \max \text{ av}}^{(n)}}{2} \\ Q_{c \min \text{ med}}^{(n)} &= \frac{Q_{c \min \text{ am}}^{(n)} + Q_{c \min \text{ av}}^{(n)}}{2} \end{aligned} \quad (84)$$

Cu aceste debite se dimensionează biefurile.

#### Determinarea nivelurilor la debitele de calcul.

Determinarea nivelurilor corespunzătoare debitelor de calcul maxime și minime se face din aval spre amonte, folosindu-se schema din figura 6.20.

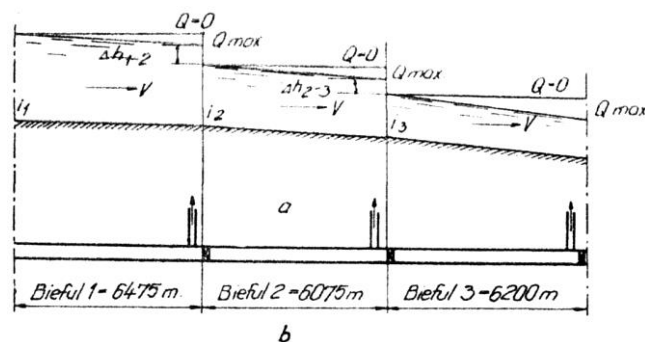


Fig. 6.20. Schema biefurilor luate în calcul: a – secțiune longitudinală; b – vedere în plan.

Dimensionarea se face pentru debitul maxim și debitul minim de calcul.

a) **Determinarea nivelurilor la debit maxim de calcul.** Canalul fiind dimensionat, la debitul maxim de calcul în mișcarea permanentă și uniformă, linia luciului apei este paralelă cu linia fundului canalului. Adâncimea apei în fiecare bief este  $h_{Q_{c \max}^{(n)}}^{(n)}$ .

Nivelul la debit maxim trebuie să asigure cotele de comandă ale derivațiilor.

Cota luciului apei în aval este dată, cota fundului calculându-se cu relația:

$$Z_{\text{av CFC}}^{(n)} = Z_{\text{av CLA}}^{(n)} - h_{Q_{c \max \text{ med}}^{(n)}}^{(n)} \quad (85)$$

Cota luciului apei în amonte este:

$$Z_{\text{am } Q_{c \max \text{ med}}^{(n)}}^{(n)} = Z_{\text{av } Q_{c \max \text{ med}}^{(n)}}^{(n)} + I \cdot L^{(n)} \quad (86)$$

Pentru bieful  $(n-1)$  cota nivelului apei, la debitul de calcul maxim se determină ținând seama de pierderea de sarcină la stăvilarul automat:

$$\Delta h_{n,n-1} = \frac{(Q_{c \max \text{ med}}^{(n)})^2}{\varphi^2 \cdot \Omega^2 \cdot 2g} \quad (87)$$

în care:

$\varphi$  este coeficient de debit la stăvilar,  $\varphi \sim 0,9$ ;

$\Omega$  – aria secțiunii de scurgere la deschiderea maximă a stăviliei.

$$Z_{\text{av } Q_{c \max \text{ med}}^{(n-1)}}^{(n-1)} = Z_{\text{am } Q_{c \max \text{ med}}^{(n)}}^{(n)} + \Delta h_{n,n-1} \quad (88)$$

În continuare se calculează cota fundului canalului în partea aval a biefului  $(n-1)$ , cota luciului apei la debit maxim și cota fundului canalului în amonte pe

bieful  $(n - 1)$ .

Calculul se repetă pentru celelalte biefuri.

b) *Determinarea nivelurilor la debit minim de calcul.* Având calculat debitul de calcul minim și volumul de apă ce trebuie acumulat pe biefuri,  $\Delta V^{(n)}$ , calculele se desfășoară după cum urmează:

– se determină volumul de apă din bief, la debitul de calcul maxim, cu relația:

$$V_{Q_{c \max \text{ med}}^{(n)}}^{(n)} = \omega_{Q_{c \max \text{ med}}^{(n)}}^{(n)} \cdot L^{(n)} \quad (89)$$

– volumul total de apă în bief la debitul de calcul minim este:

$$V^{(n)} = \omega_{Q_{c \min \text{ med}}^{(n)}}^{(n)} + \Delta V^{(n)} \quad (90)$$

Pentru acest calcul se poate folosi figura 6.17 – acestui volum total îi corespunde o secțiune medie la debitul minim de calcul:

$$\omega_{Q_{c \min \text{ med}}^{(n)}}^{(n)} = \frac{V^{(n)}}{L^{(n)}} \quad (91)$$

– această secțiune medie  $\omega_{Q_{c \min \text{ med}}^{(n)}}^{(n)}$  se realizează în canal pentru un  $h_{Q_{c \min \text{ med}}^{(n)}}^{(n)}$ .

– cota luciului apei la mijlocul biefului este:

$$Z_{Q_{c \min \text{ med}}^{(n)}}^{(n)} = Z_{av \text{ CFC}}^{(n)} + I \frac{L^{(n)}}{2} + h_{Q_{c \min \text{ med}}^{(n)}}^{(n)} \quad (92)$$

– calculând panta luciului apei, la debitul de calcul minim, cu relația:

$$I_{\min}^{(n)} = \left( \frac{Q_{c \min \text{ med}}^{(n)}}{Kh_{Q_{c \min \text{ med}}^{(n)}}^{(n)}} \right)^2 \quad (93)$$

Se poate calcula nivelul apei la debit minim, în capătul aval și amonte al biefului „n”:

$$Z_{Q_{c \min \text{ med}}^{(n)}}^{(n)} = Z_{Q_{c \min \text{ med}}^{(n)}}^{(n)} - I_{\min}^{(n)} \cdot \frac{L^{(n)}}{2} \quad (94)$$

$$Z_{Q_{c \min \text{ med}}^{(n)}}^{(n)} = Z_{Q_{c \min \text{ med}}^{(n)}}^{(n)} + I_{\min}^{(n)} \cdot \frac{L^{(n)}}{2} \quad (95)$$

Calculul se repetă pentru celelalte biefuri.

**Calculul lungimii optime a biefurilor.** Condițiile tehnico-economice definesc lungimea optimă a biefurilor. Înainte de a se trece la un calcul riguros, prin metoda bilanțului, trebuie determinate lungimile optime ale biefurilor. Calculul se bazează tot pe metoda bilanțului, făcând anumite considerații în funcționalul reciproc, stăvilare automatizată hidraulică pentru, nivel aval constant și bief cu funcționare în regim automatizat.

În secțiunea amonte a biefului, variația nivelului apei are loc în intervalul decrementului vanei (după firma producătoare Neyrpic 5-10% din raza flotorului). Nivelul maxim al apei, în secțiunea amonte a biefului, se obține la debit minim de consum, în care caz stăvilul

reglează nivelul la cota axului de rotație. La debit maxim de consum, când linia luciului apei se basculează, nivelul apei în capătul amonte al biefului este mai mic decât cel la debit de consum minim cu decrementul „ $\delta$ ” al vanei. (v. fig. 6.24).

Condiția esențială la dimensionarea canalelor este respectarea decrementului în capătul amonte al biefului.

Din analiza schemei nivelurilor, în cazul reglării cu stăvilare automate hidraulice cu comandă din aval, se pot observa următoarele trei situații:

1) *Bief de lungime mai mare decât cea optimă.* În acest caz schema nivelurilor are alura din figura 6.21.

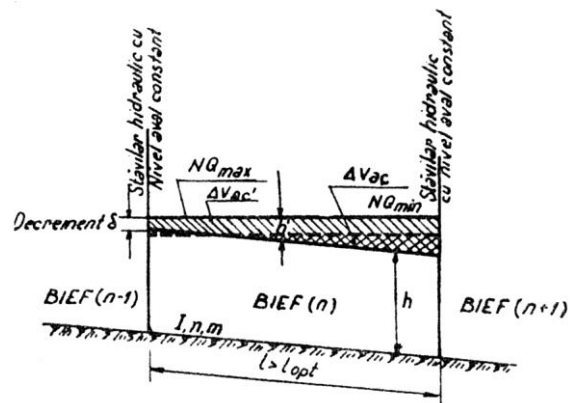


Fig. 6.21. Schema nivelurilor când lungimea biefului este mai mare decât cea optimă.

Bieful dimensionat prin metoda bilanțului presupune acumularea unui volum de apă  $\Delta V_{ac}$ , necesar acoperirii consumului la trecerea de la debit minim la debit maxim de consum.

Nivelul corespunzător acestui volum acumulat se intersectează cu nivelul la debit maxim, ceea ce contravine funcționării stăvilarelor automatizate hidraulice. Nivelul la debit de consum minim este mai mic decât la debit de consum maxim, fapt ce ar însemna deschiderea stăvilului, contrar scopului urmărit. În acest caz, stăvilul, prin funcționalul său, lasă să se acumuleze în bief un volum de apă suplimentar  $\Delta V_{ac}'$ , nejustificat din punct de vedere tehnic, iar din punct de vedere economic ori trebuie supradimensionat canalul, ori se produc pierderi importante de apă prin echipamentul de protecție al canalului.

2) *Bief de lungime mai mică decât lungimea optimă.* Schema nivelurilor are alura din figura 6.22. Volumul necesar de acumulat  $\Delta V_{ac}$ , pe lungimea  $l < l_{optim}$  se poate realiza numai prin supraînălțarea prea mare a apei în secțiunea amonte a biefului ( $h_{am} > \delta$ ).

Având în vedere funcționalul stăvilului automat, rezultă un volum acumulat  $\Delta V_{ac}' < \Delta V_{ac \text{ nec}}$ , ceea ce din punct de vedere tehnic nu este corespunzător (de-

bitul de consum mai mare decât debitul mediu nu primește satisfacție o perioadă de timp).

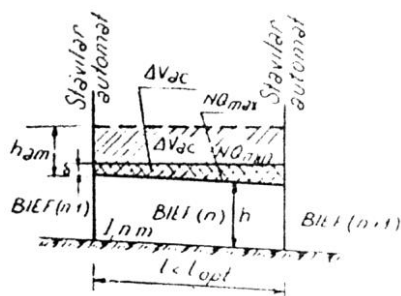


Fig. 6.22. Schema nivelurilor când lungimea biefului este mai mică decât cea optimă.

Pentru acumularea volumului ( $\Delta V_{ac}$ ), în intervalul variației de nivel admise în secțiunea amonte (decrementul), vor trebui efectuate artificii de dimensionare a canalului, la debit minim de consum (fie că este vorba de folosirea unei secțiuni dublu trapezoidale sau a unui canal cu coeficientul unghiular al taluzului variabil sau construirea unui bazin lateral de acumulare, fig. 6.23).

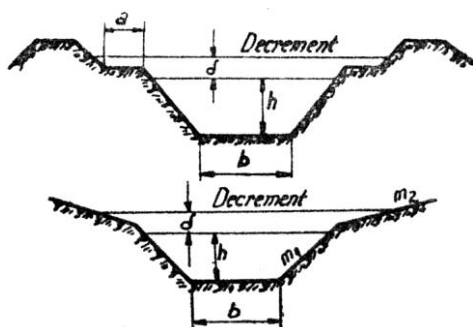


Fig. 6.23. Scheme cu posibilitatea acumulării  $\Delta V_{ac}$  în intervalul decrementului  $\delta$ .

Aceste artificii de dimensionare nu sunt justificate economic. Totodată trebuie menționat că o lungime a biefului mai mică decât cea optimă presupune investiții suplimentare în instalațiile de automatizare pentru ansamblul canalului.

3) *Bief cu lungime optimă.* În acest caz, volumul necesar de acumulat, rezultat din calcule, se acumulează între nivelul la debit maxim și nivelul la debit minim, respectându-se în același timp condițiile de funcționare a stăvilarului (fig. 6.24).

Această lungime optimă este justificată atât din punct de vedere economic cât și din punct de vedere tehnic, existând o strânsă reciprocitate între condițiile tehnice și economice pentru stabilirea lungimii optime a biefulor.

În sensul celor arătate mai sus, se înțelege prin noțiunea de „lungime optimă a biefului”, în condițiile reglării hidraulice cu comandă din aval, lungimea la care, pentru un cost minim de execuție a canalului, este satisfăcută condiția tehnică de acumulare a volumului

( $\Delta V_{acnec}$ ) în intervalul variației nivelului apei în amontele biefului, în limita decrementului.

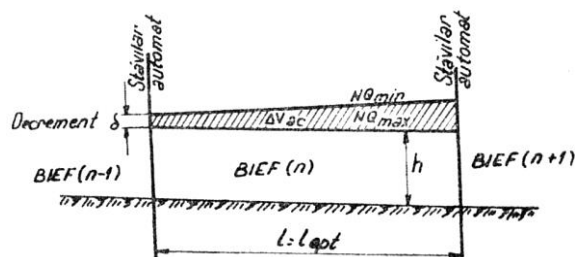


Fig. 6.24. Schema nivelurilor când lungimea biefului este egală cu cea optimă.

Astfel, considerând un canal de lungime definită (fig. 6.25), de-a lungul căruia există „m” derivații, ale căror grafice de consum sunt cunoscute, se va delimita, începând din capătul aval al canalului, bieful „n”, în câteva variante de lungime  $L_i^{(n)}$  (din 500 în 500 m sau din 1000 în 1000 m).

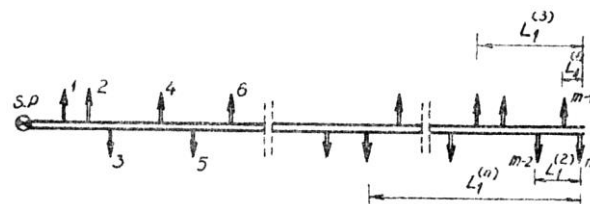


Fig. 6.25. Schemă pentru calculul lungimii optime a biefulor.

Volumul ce trebuie acumulat în fiecare variantă de lungime a biefului „n”, se va determina cu relația:

$$\Delta V_L^{(n)} = K [\Delta V_1^{(n)} + \Delta V_2^{(n)}] \quad (98)$$

în care:

$\Delta V_1^{(n)}$  este volumul de apă ce trebuie acumulat datorită neconcordanței graficului de pompare cu graficul de consum;

$\Delta V_2^{(n)}$  – volumul de apă ce trebuie acumulat datorită timpului de transmitere a comenzii pe cale hidraulică în secțiunea amonte a biefului și de primire de răspuns la cerere;

$K$  – coeficient de reducere – 0,8-1.

Volumul ( $\Delta V_1$ ) se poate calcula prin metoda bilanțului, între curba integrală a debitelor pompate și curba integrală a debitelor consumate (obținute prin transpunerea la stația de pompare a celor „m” grafice de consum).

Volumul de apă ( $\Delta V_1^{(n)}$ ) se obține prin distribuirea volumului ( $\Delta V_1$ ) proporțional cu debitul mediu al distribuțiilor de pe bieful „n”.

Volumul de apă  $\Delta V_2^{(n)}$  se determină cu relația:

$$\Delta V_2^{(n)} = \sum_{j=1}^k V_j \frac{t_j}{24} \quad (97)$$



în care:

$V_j$  este volumul de apă necesar distribuției „j” într-o perioadă de 24 ore;

$t_i$  – timpul de transmitere a undei din secțiunea „j” în capătul amonte al biefului „n” (ore);

$k$  – numărul de distribuții de pe bieful „n”.

Cunoscând graficele de consum ale celor „j” distribuții de pe bieful „n”, se pot stabili pentru cele  $L_i^{(n)}$  lungimi de bief debitele maxime de dimensionare (cele de la metoda bilanțului). În prealabil, canalul fiind predimensionat (este cunoscut  $b$  sau  $\beta$ ), se pot determina elementele geometrice ale canalului la debitul maxim de calcul, pentru fiecare variantă de lungime.

Calculate fiind perechile de valori  $L_i^{(n)}$  și  $\Delta V_{L_i}^{(n)}$ , cărora le corespund  $h_i^{(n)} Q_{c \max med}^{(n)}$  și  $b_i^{(n)} Q_{c \max med}^{(n)}$ , se poate arăta că există doar o singură valoare  $L_i^{(n)}$  din intervalul  $L_{i \min}^{(n)} \dots L_{i \max}^{(n)}$  și  $\Delta V_{L_i}^{(n)}$ , din intervalul  $\Delta V_{L_{i \min}}^{(n)} \dots \Delta V_{L_{i \max}}^{(n)}$ , pentru care este satisfăcută relația:

$$\delta = \Delta h_{med} - I_i \frac{L_i^{(n)}}{2} \quad (98)$$

în care:

$\Delta h_{med}$  este diferența între cota luciului apei la debit minim și cota luciului apei la debit maxim în secțiunea de mijloc a biefului ( $n$ );

$I_i$  – panta fundului biefului;

$\delta$  – decrementul stăvilarului.

Analitic, lungimea optimă a biefului „n” se determină cu relația:

$$L_{calc} = \frac{1}{m_i I_i} \left\{ - \left( b_i^{(n)} Q_{c \max med}^{(n)} + 2m_i h_i^{(n)} Q_{c \max med}^{(n)} \right) + \sqrt{\left[ b_i^{(n)} Q_{c \max med}^{(n)} + 2m_i h_i^{(n)} Q_{c \max med}^{(n)} \right]^2 + 4m_i \frac{\Delta V_{L_i}^{(n)}}{V_{L_i}^{(n)}}} - 2m_i \delta \right\} \quad (99)$$

Ecuția (99) se rezolvă prin încercări, dând valori lui  $L_i^{(n)}$  și calculând restul termenilor, trebuie să se obțină  $L_{calc}$  egal cu cel impus.

Astfel, fiind determinată lungimea ultimului bief, se trece, prin operații identice, la calculul biefului următor.

Ecuția (99) se poate rezolva cu ajutorul graficului din figura 6.26 (realizat de colectivul Catedrei de Hidraulică și hidroameliorații din Inst. Politehnic „Gh. Asachi” Iași, 1975 – I. Bartha, I. Cojocaru, H. Leibu) pentru  $m = 1,5$ .

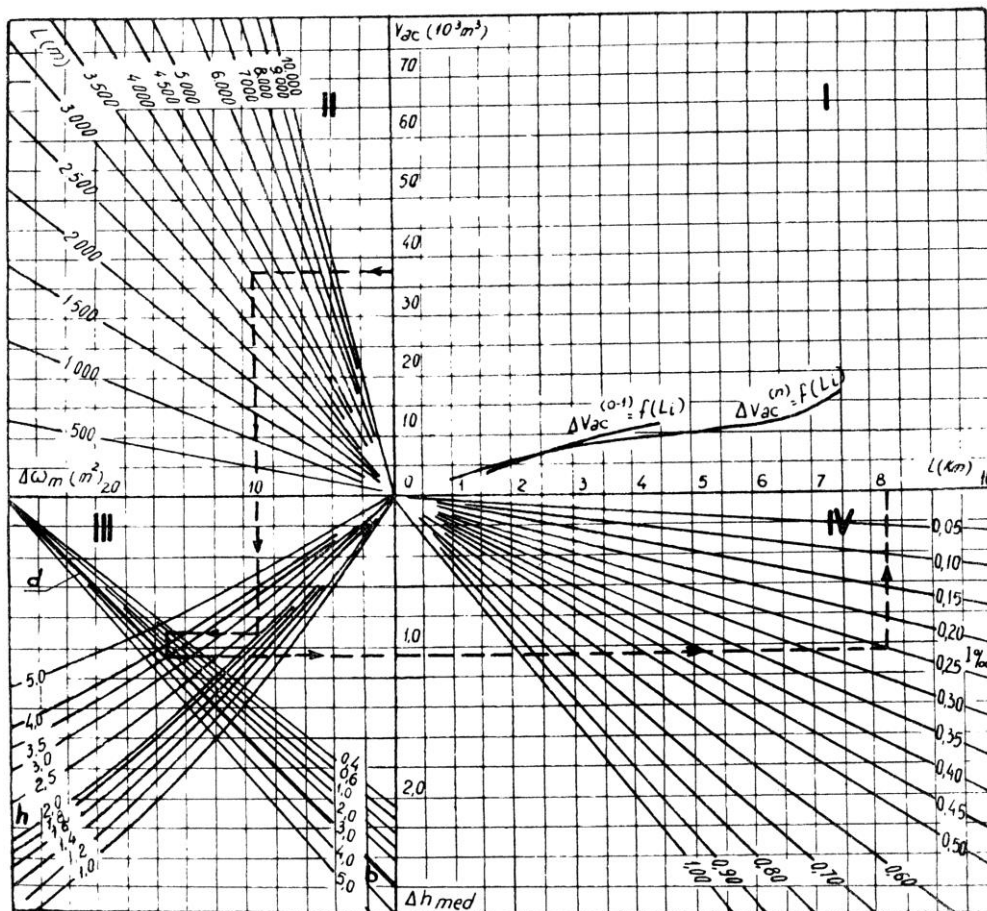


Fig. 6.26. Grafic pentru determinarea lungimii optime a biefurilor pentru canale cu  $m = 1,50$ .

În acest grafic, în cadranul I se reprezintă perechile de valori  $L_i^{(n)}$  și  $\Delta V_{L_i}^{(n)}$ . În cadranul II este rezolvată influența lungimii biefului asupra calculelor, cadranul III ține seamă de  $b$  și  $h$  la debitul maxim de consum, iar cadranul IV introduce în calcule panta biefului.

Plecând din cadranul I cu o valoare  $L_i^{(n)}$  impusă, până la curbă, trecând prin cadranul II, la lungimea impusă  $L_i^{(n)}$ , prin cadranul III la  $h$  și  $b$  calculat, prin cadranul IV la panta dată  $I_i$ , se obține o valoare  $L^{(n)}$  care trebuie să fie egală cu lungimea de plecare. Dacă lungimea impusă nu corespunde cu lungimea obținută din grafic, se reia calculul grafic cu o altă valoare a lui  $L_i^{(n)}$  până când cele două lungimi se egalează.

Calculul se poate efectua în diferite ipoteze: canal impermeabilizat și canal neimpermeabilizat.

În aceste ipoteze de calcul intervin atât schimbări tehnice cât și economice. Schimbându-se rugozitatea canalului, în cazul impermeabilizării față de canalul neimpermeabilizat, viteza apei se mărește, ceea ce duce la dimensiuni mai mici ale canalului, la celerități mai mari, reducând timpul de transpunere a graficelor de consum, implicit volumele de apă necesare a fi acumulate. Se reduce volumul de terasamente, reducându-se în acest sens investiția. Investiția în schimb este mărită prin impermeabilizare.

#### Exemplu de calcul

Schema de calcul a aducțiunii este prezentată în figura 6.27. Lungimea totală luată în studiu este de 12.879 m. La km 1+872 și 9+250 sunt prevăzute două subtraversări. Exemplul de calcul pentru metoda bilanțului, în ipoteza unor lungimi optime a biefurilor, este dat pentru porțiunea de canal cuprinsă între cele două subtraversări.

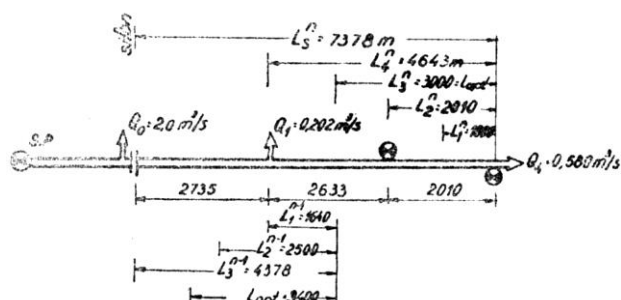


Fig. 6.27. Schema de calcul a unui canal de aducțiune.

Graficele de consum ale fiecărei prize și transpunerea lor sunt redate în figura 6.28. Transpunerea graficelor de consum s-a făcut până în secțiunea bazinului de refulare (alimentare), construindu-se în această secțiune curba integrală a debitelor afluate și defluente (fig. 6.29). Echipamentul stației de pompare a fost astfel proiectat, încât curba integrală a debitelor

pompate să urmărească curba integrală a debitelor consumate.

Calculul se încep delimitând din capătul aval al aducțiunii biefuri de diferite lungimi, pentru care se determină următoarele elemente:

- viteza apei în canal la debitul mediu, canalul fiind pre-dimensionat la debitul maxim al consumatorilor în mișcarea permanentă și uniformă ( $b, h$  cunoscut), se redimensionează pentru debitul mediu ( $Q_0^{(n)}$ ) cu valorile obținute calculându-se viteza medie;

- volumul de acumulat  $\Delta V_2^{(n)}$  cu relația (97), timpul de transmitere  $t_j$  calculându-se cu relația:

$$t_j^{(n)} = \frac{L^{(n)}}{(1,5 \dots 1,8) V_m} \quad (100)$$

- se calculează debitul de calcul maxim mediu, pentru care se redimensionează canalul, obținându-se lățimea la fund a canalului și adâncimea la  $Q_{c \max med}^{(n)}$ ;

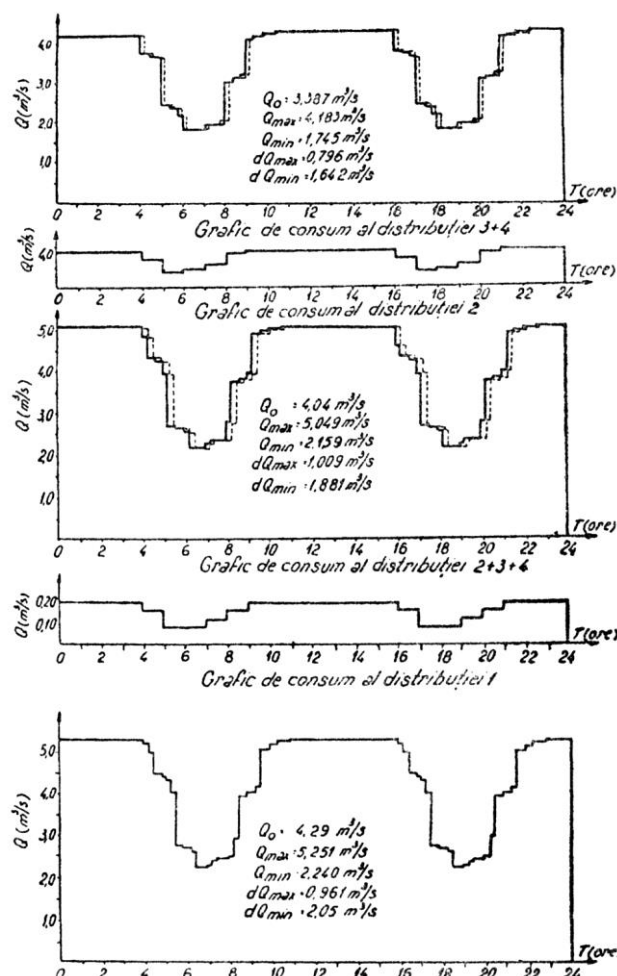


Fig. 6.28. Graficele de consum ale distribuțiilor și transpunerea lor.

- având perechile de valori  $L_i^{(n)}$ ;  $\Delta V_{L_i}^{(n)}$ , care se reprezintă în cadranul I din figura 6.26, prin punctele experimentale se trasează curba  $\Delta V^{(n)} = f(L_i^{(n)})$ ;

– se determină din graficul reprezentat în figura 6.26 lungimea optimă a biefului;

– cu lungimea optimă a biefului „n”, se calculează nivelurile la  $Q_{c \max med}^{(n)}$  și  $Q_{c \min med}^{(n)}$  prin metoda bilanțului.

Pentru bieful (n – 1) se reiau analog calculele.

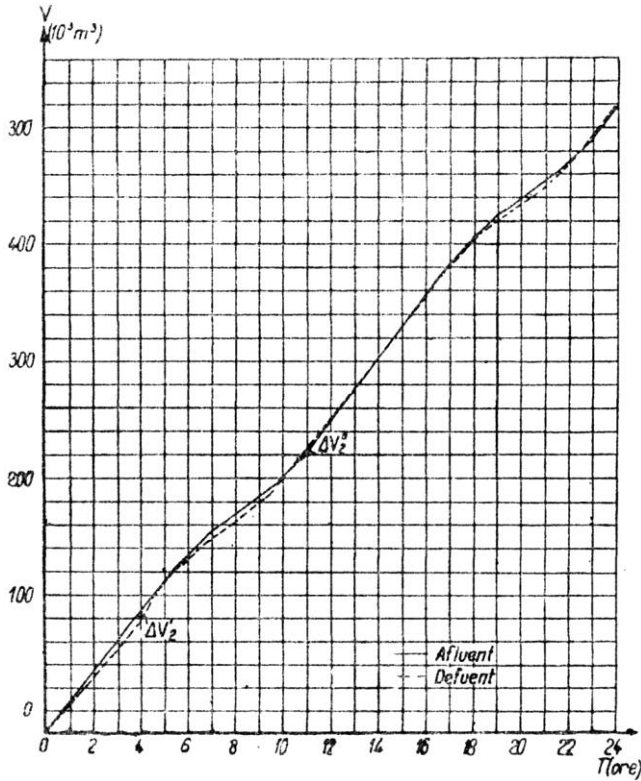


Fig. 6.29. Curba integrală a debitelor afluenți și defluenți la stația de pompare.

**Predimensionarea canalului.** Predimensionarea s-a făcut pe tronsoane, în funcție de consumatori: tronson 1 între consumatorii 3+4 și 2, tronson 2 între consumatorii 2 și 1, tronson 3 între consumatorii 1 și si-fon, la debitul maxim, în mișcarea permanentă și uniformă. Rezultatele obținute sunt redată în tabelul 6.2.

**Calculul lungimii optime a biefului.**

**Bieful „n”.**

$$L_1^{(n)} = 1000 \text{ m.}$$

Sunt cunoscute  $b = 0,9 \text{ m}$ ;  $h = 1,5 \text{ m}$ ;  $I = 0,2\text{‰}$ ;  $m = 1,5$ ;  $n = 0,014$ ;  $V_m = 0,835 \text{ m/s}$ .

Din graficele de consum indicate în figura 6.28 s-a obținut volumul necesar în 24 ore, cu care s-a calculat debitul mediu:

$$Q_{med}^{(1)} = \frac{292.692}{86.400} = 3,387 \text{ m}^3/\text{s.}$$

La acest debit s-a recalculează adâncimea și viteza apei:  $h = 1,36 \text{ m}$ ;  $V = 0,83 \text{ m/s}$ . Volumul de acumulat este:

$$t_n^{(1000)} = \frac{1000}{0,83 \cdot 1,65} = 714 \text{ s;}$$

$$\Delta V_2^{(1000)} = \frac{292.692}{86.400} \cdot 714 = 2.420 \text{ m}^3;$$

$$Q_{c \max med}^{(1000)} = 3,387 + 0,796 \frac{8.750}{12.879} + \frac{3,387}{6,258} \cdot 0,375 \frac{4.125}{12.879} = 3,984 \text{ m}^3/\text{s}$$

La acest debit, în mișcarea permanentă și uniformă, canalul are dimensiunile  $b = 1,0 \text{ m}$ ;  $h = 1,49 \text{ m}$ .

$$L_2^{(n)} = 3.000 \text{ m.}$$

Sunt cunoscute:  $b = 1,00 \text{ m}$ ;  $h = 1,61 \text{ m}$ ;  $I = 0,2\text{‰}$ ;  $m = 1,5$ ;  $n = 0,014$ ;  $V_m = 0,870 \text{ m/s}$ .

$$\text{Debitul mediu este } Q_{med}^{(2)} = \frac{348.720}{86.400} = 4,04 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Adâncimea și viteza apei sunt:  $h = 1,41 \text{ m}$ ;  $V_m = 1,01 \text{ m/s}$ .

**Timpul de transpunere:**

$$t_n^{(3000)} = \frac{3.000}{1,01 \cdot 1,65} = 1.805 \text{ s}$$

$$t_n^{(990)} = \frac{990}{1,01 \cdot 1,65} = 595 \text{ s}$$

**Volumul de acumulat:**

$$\Delta V_2^{(3000)} = 3,387 \cdot 1.805 + 0,71 \cdot 595 = 6.536 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$Q_{c \max med}^{(3000)} = 4,04 + 1,009 \frac{7.750}{12.897} + \frac{4,04}{6,258} \cdot 0,375 \frac{5.129}{12.879} = 4,73 \text{ m}^3/\text{s}$$

La acest debit se obțin:  $b = 1,00 \text{ m}$ ;  $h = 1,60 \text{ m}$ .

$$L_3^{(n)} = 7.378 \text{ m.}$$

Sunt cunoscute  $b = 1,00 \text{ m}$ ;  $h = 1,65 \text{ m}$ ;  $I = 0,2\text{‰}$ ;  $m = 1,5$ ;  $n = 0,014$ ;  $V_m = 0,875 \text{ m/s}$ .

$$Q_{med}^{(3)} = \frac{370.084}{86.400} = 4,29 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Tabelul 6.2. Predimensionarea canalului pe tronsoane

Tronson	$Q_{\max}$ (m <sup>3</sup> /s)	n	m	L (m)	I ‰	b (m)	h (m)	$V_m$ (m/s)
1	3,912	0,014	1,5	2.010	0,2	0,90	1,50	0,835
2	4,788	0,014	1,5	2.633	0,2	1,00	1,61	0,870
3	4,955	0,014	1,5	2.735	0,2	1,00	1,65	0,875

Adâncimea și viteza apei sunt:  $h = 1,44$  m;  $V_m = 1,03$  m/s.

$$t_n^{(7378)} = \frac{7.378}{1,03 \cdot 1,65} = 4.390 \text{ s};$$

$$t_n^{(5368)} = \frac{5.368}{1,03 \cdot 1,65} = 3.160 \text{ s};$$

$$t_n^{(2735)} = \frac{2.735}{1,03 \cdot 1,65} = 1.605 \text{ s};$$

Volumul de acumulat:

$$\Delta V_2^{(7378)} = 3,387 \cdot 4.390 + 0,71 \cdot 3.160 + 0,16 \cdot 1.605 = 13.977 \text{ m}^3$$

$$Q_{c \max med}^{(7378)} = 4,29 + 0,961 \frac{5.561}{12.879} + \frac{4,29}{6,258} \cdot 0,375 \frac{7.318}{12.879} = 4,849 \text{ m}^3/\text{s}$$

La acest debit se obțin  $b = 1,00$  m;  $h = 1,63$  m.

Reprezentând în graficul indicat în figura 6.26 perechile de valori  $L_i^{(n)}$ ;  $\Delta V_{L_i}^{(n)}$ , s-a determinat lungimea optimă a biefului ( $n$ ),  $l_{opt} = 3.000$  m.

Pentru lungimea optimă obținută, determinarea debitului de calcul maxim și a dimensiunilor canalului nu este necesară,  $L_{opt} = L_2^{(n)}$

*Bieful ( $n - 1$ ).*

$L_1^{(n-1)} = 1.643$  m. Efectuând calculul în mod analog ca la bieful ( $n$ ) s-au obținut:  $\Delta V_2^{1643} = 3.872 \text{ m}^3$ ;  $b = 1,00$  m;  $h = 1,58$  m.

$$L_2^{(n-1)} = 2.500 \text{ m}.$$

S-au obținut următoarele valori:

$$t_{n-1}^{(2500)} = \frac{2.500}{1,01 \cdot 1,65} = 1.470 \text{ s};$$

$$t_{n-1}^{(857)} = \frac{857}{1,01 \cdot 1,65} = 500 \text{ s};$$

$$\Delta V_2^{(2500)} = 4,04 \cdot 1.470 + 0,16 \cdot 500 = 6.030 \text{ m}^3;$$

$$Q_{c \max med}^{(2500)} = 4,29 + 0,961 \frac{5.000}{12.879} + \frac{4,29}{6,258} \cdot 0,375 \frac{7.879}{12.879} = 4,829 \text{ m}^3/\text{s}$$

$b = 1,00$  m;  $h = 1,63$  m.

$$L_3^{(n-1)} = 4.378 \text{ m}.$$

Din calcule a rezultat:

$$t_{n-1}^{(4378)} = \frac{4.378}{1,03 \cdot 1,65} = 2.570 \text{ s};$$

$$t_{n-1}^{(2735)} = \frac{2.735}{1,03 \cdot 1,65} = 1.600 \text{ s};$$

$$\Delta V_2^{(4378)} = 4,04 \cdot 2.570 + 0,16 \cdot 1.600 = 10.656 \text{ m}^3$$

$$Q_{c \max med}^{(4378)} = 4,29 + 0,961 \frac{4.061}{12.879} + \frac{4,29}{6,258} \cdot 0,375 \frac{8.818}{12.879} = 4,768 \text{ m}^3/\text{s}$$

$b = 1,00$  m;  $h = 1,61$  m.

Reprezentând perechile de valori  $L_i^{(n-1)}$ ;  $\Delta V_{L_i}^{(n-1)}$  în graficul din figura 6.26, s-a determinat lungimea optimă a biefului ( $n - 1$ ),  $l_{opt} = 3.400$  m.

Pentru lungimea optimă obținută se calculează  $Q_{c \max med}^{(3400)}$ ,  $b$  și  $h$  corespunzător.

$$t_{n-1}^{(3400)} = \frac{3.400}{1,01 \cdot 1,65} = 2.048 \text{ s};$$

$$t_{n-1}^{(1757)} = \frac{1.757}{1,03 \cdot 1,65} = 1.033 \text{ s};$$

$$\Delta V_2^{(3400)} = 4,04 \cdot 2.048 + 0,16 \cdot 1.033 = 8.439 \text{ m}^3;$$

$$Q_{c \max med}^{(3400)} = 4,29 + 0,961 \frac{4.550}{12.879} + \frac{4,29}{6,258} \cdot 0,375 \frac{8.329}{12.879} = 4,791 \text{ m}^3/\text{s}$$

$b = 1,00$  m;  $h = 1,61$  m.

*Calculul nivelurilor la debit de calcul maxim.*

*Bieful  $n$ .*

Cota luciului apei în partea aval a biefului, la

$Q_{c \max med}^{(n)}$  este:

$$Z_{av}^{(n)} Q_{c \max med}^{(n)} = 285,40 \text{ m}.$$

Cota fundului canalului este:

$$Z_{av CFC}^{(n)} = Z_{av}^{(n)} Q_{c \max med}^{(n)} - h^{(n)} = 285,4 - 1,6 = 283,8 \text{ m}$$

$$Z_{am}^{(n)} Q_{c \max med}^{(n)} = Z_{av}^{(n)} Q_{c \max med}^{(n)} + II^{(n)} = 285,40 + 0,0002 \cdot 3.000 = 286,00 \text{ m}$$

$$Z_{am CFC}^{(n)} = Z_{av CFC}^{(n)} + l^{(n)} = 284,40 \text{ m}$$

*Bieful ( $n - 1$ ).*

Se calculează pierderea de sarcină la stăvilă automat:

$$\Delta h_{n,n-1} = \frac{(Q_{c \max med}^{(n)})^2}{\varphi^2 \Omega^2 \cdot 2g} = \frac{4,73^2}{0,9^2 \cdot 2,1^2 \cdot 2 \cdot 9,81} = 0,32 \text{ m}$$

$$Z_{av}^{(n-1)} Q_{c \max med}^{(n-1)} = Z_{am}^{(n)} Q_{c \max med}^{(n)} + \Delta h_{n,n-1} = 286,00 + 0,32 = 286,32 \text{ m}$$

$$Z_{av CFC}^{(n-1)} = Z_{av}^{(n-1)} Q_{c \max med}^{(n-1)} - h_{n,n-1} = 286,32 - 1,61 = 284,71 \text{ m}$$

$$Z_{am}^{(n-1)} Q_{c \max med}^{(n-1)} = Z_{av}^{(n-1)} Q_{c \max med}^{(n-1)} + II^{(n-1)} = 286,32 + 0,0002 \cdot 3.400 = 287,00 \text{ m}$$

;

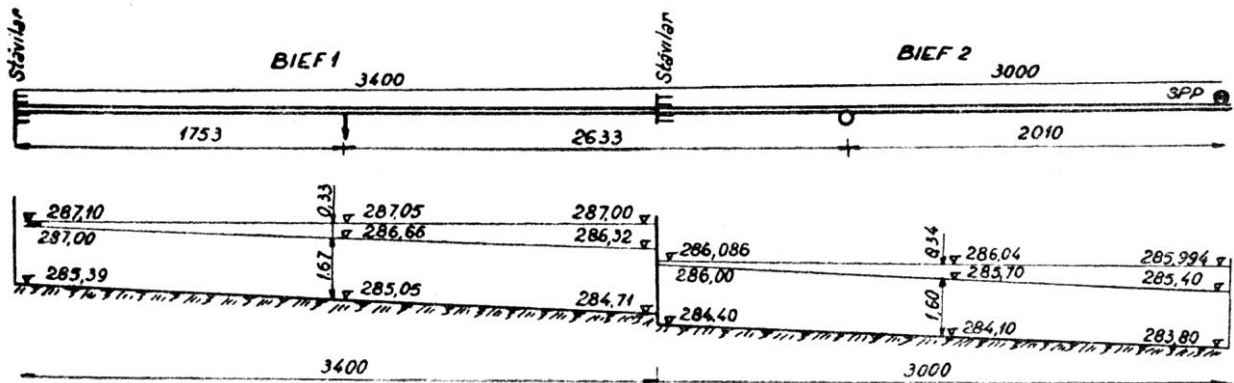


Fig. 6.30. Schema nivelurilor pe un canal de aducțiune în cazul lungimii optime a biefurilor.

$$Z_{am\ CFC}^{(n-1)} = Z_{av\ CFC}^{(n-1)} + Il^{(n-1)} =$$

$$= 284,71 + 0,0002 \cdot 3.400 = 285,39 \text{ m}$$

Calculul nivelurilor la debit de calcul minim  
Bieful  $n$

Volumul de acumulat pe bief:  $\Delta V_2^{(n)} = 6.536 \text{ m}^3$ .

Volumul de apă din bief la debit maxim de calcul este:

$$V_{Q_{c\ max\ med}^{(n)}}^{(n)} = \omega_{Q_{c\ max\ med}^{(n)}}^{(n)} \cdot L^{(n)} = 5,44 \cdot 3.000 = 16.340 \text{ m}^3$$

Volumul total din bief este:

$$V^{(n)} = V_{Q_{c\ max\ med}^{(n)}}^{(n)} + \Delta V_2^{(n)} = 16.340 + 6.536 =$$

$$= 22.858 \text{ m}^3$$

Acestui volum îi corespunde o secțiune medie:

$$\omega_{med}^{(n)} = \frac{V^{(n)}}{L^{(n)}} = \frac{22.858}{3.000} = 7,62 \text{ m}^2$$

Folosind graficul din figura 6.17, se obține:

$$h_{med\ Q_{c\ min\ med}^{(n)}}^{(n)} = 1,94 \text{ m}$$

$$Z_{med\ Q_{c\ min\ med}^{(n)}}^{(n)} = Z_{av\ CFC}^{(n)} + I \frac{L^{(n)}}{2} + h_{med\ Q_{c\ min\ med}^{(n)}}^{(n)} =$$

$$= 283,80 + 0,0002 \frac{3.000}{2} + 1,94 = 286,04 \text{ m}$$

Panta luciului apei la debitul de calcul minim mediu este:

$$I_{min}^{(n)} = \left( \frac{Q_{c\ min\ med}^{(n)}}{Kh_{med\ Q_{c\ min\ med}^{(n)}}^{(n)}} \right)^2 = \left( \frac{2,742}{487} \right)^2 = 0,0000318$$

Cotele la debitul de calcul minim mediu sunt:

$$Z_{av\ Q_{c\ min\ med}^{(n)}}^{(n)} = Z_{med\ Q_{c\ min\ med}^{(n)}}^{(n)} - I_{min}^{(n)} \frac{L^{(n)}}{2} =$$

$$= 286,04 - 0,0000318 \frac{3.000}{2} = 285,994 \text{ m}$$

$$Z_{am\ Q_{c\ min\ med}^{(n)}}^{(n)} = Z_{med\ Q_{c\ min\ med}^{(n)}}^{(n)} + I_{min}^{(n)} \frac{L^{(n)}}{2} =$$

$$= 286,04 + 0,0000318 \frac{3.000}{2} = 286,086 \text{ m}$$

Pentru bieful  $(n-1)$  se obține:

$$\Delta V_2^{(n-1)} = 8.439 \text{ m}^3$$

$$V_{Q_{c\ max\ med}^{(n-1)}}^{(n-1)} = 18.870 \text{ m}^3$$

$$V^{(n-1)} = 27.309 \text{ m}^3$$

$$\omega_{med}^{(n-1)} = 8,03 \text{ m}^2$$

$$h_{med}^{(n-1)} = 2,00 \text{ m}$$

$$Z_{med}^{(n-1)} = 287,05 \text{ m}$$

$$I_{min}^{(n-1)} = 0,000028$$

$$Z_{av\ Q_{c\ min\ med}^{(n-1)}}^{(n-1)} = 287,00 \text{ m}$$

$$Z_{am\ Q_{c\ min\ med}^{(n-1)}}^{(n-1)} = 287,10 \text{ m}$$

Schema nivelurilor este redată în figura 6.30.

#### 6.3.4. ALEGEREA VANELOR

În capătul amonte al fiecărui bief se prevăd instalații de reglarea nivelului. Pentru cazul comenzii aval, vanele folosite pot fi de tipul celor „AVIS” și „AVIO” (tip T și D).

Vanele „AVIS” (tip T) funcționează cu nivel liber și se folosesc în cazul diferențelor mici de nivel dintre cele două biefuri (fig. 6.31, a, b).

Vanele „AVIO” (tip D) sunt amplasate într-un orificiu sub sarcină și se folosesc în cazul unor variații mari ale nivelurilor din amonte (fig. 6.32, a, b).

În cazul biefurilor pentru care s-au făcut calculele, se aleg vane „AVIS” (tip T) sau „AVIO” (tip D), în funcție de datele pe care le avem.

Vanele „AVIO” (tip D) se caracterizează prin doi parametri, înscrși sub formă de fracție (de exemplu, 45/16), 45 reprezentând raza exterioră a flotorului (cm), iar 16 secțiunea orificiului ( $\text{dm}^2$ ).

Se deosebesc două tipuri de vane „AVIO”: de joasă cădere (45/32) și de înaltă cădere (45/16).

Deci, pentru aceeași dimensiune a flotorului, se pot instala în cadrul respectiv vane având secțiuni duble.

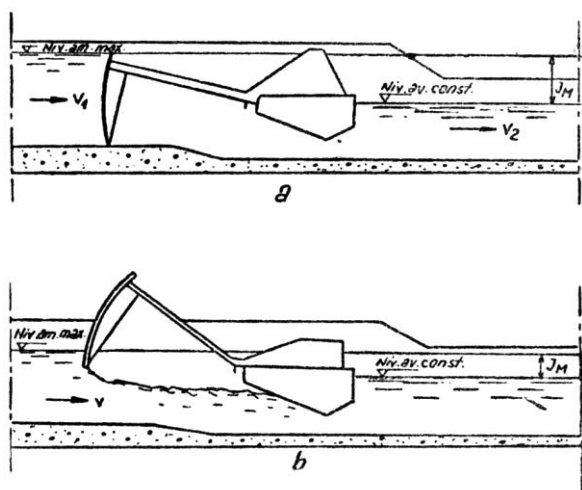


Fig. 6.31. Vana AVIS: a – poziția închis; b – poziția deschis.

Vanele „AVIO” (tip D) de joasă cădere derivă din cele de înaltă cădere, având același cadru și flotor, dar cu lățimea vanei de două ori mai mare. La pierdere de sarcină egală, vanele de joasă cădere admit un debit dublu sau la debite egale o pierdere de sarcină de patru ori mai mică, însă sarcina maximă admisă este redusă la jumătate.

Alegerea vanelor „AVIO” (tip D) necesită cunoașterea următoarelor elemente:

- debitul maxim,  $Q_{\max}$ ;
- pierderea de sarcină minimă admisă,  $J_{\min}$ ;
- sarcina maximă la debit nul,  $J_{\max}$ ;
- sarcina maximă la debit maxim  $J_{\max}$ .

Vanele „AVIS” (tip T) sunt caracterizate prin doi parametri (de exemplu, 280/530). Primul parametru indică raza flotorului, iar al doilea lățimea secțiunii la radier (cm).

Cele spuse la vana „AVIO” (tip D) rămân valabile și pentru vana „AVIS” (tip T).

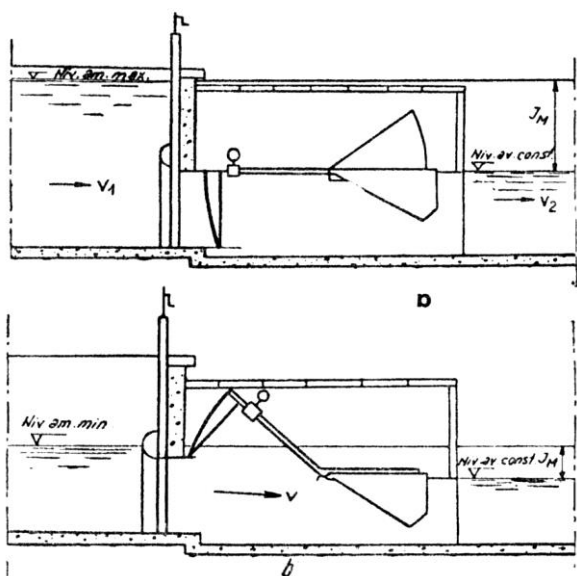


Fig. 6.32. Vana AVIO: a – poziția închis; b – poziția deschis.

Pentru biefurile calculate se obține (între bieful „n” și „n – 1”):

$$J_{\max} = 287,00 - 286,09 = 0,91 \text{ m};$$

$$J_{\min} = 286,32 - 288,00 = 0,32 \text{ m};$$

$$Q_{c \max} = 4,73 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Intrând cu aceste date în diagrama din figura 5.58 se găsește vana „AVIS” (tip T) de mare cădere 140/265.

## 6.4. APRECIERI ASUPRA METODELOR DE REALIZARE A BIEFURILOR CU FUNCȚIONARE AUTOMATĂ

**Aprecieri tehnico-economice asupra comenzii din aval.** Pentru a verifica oportunitatea automatizării biefurilor cu comandă din aval trebuie efectuat un calcul tehnico-economic. Acesta constă în compararea amortismentului cheltuielilor pentru surplusul de terasament, impermeabilizări (fig. 6.33) și cheltuieli pentru instalațiile de reglare și protecție, cu economia de cheltuieli anuale (întreținere, exploatare etc.).

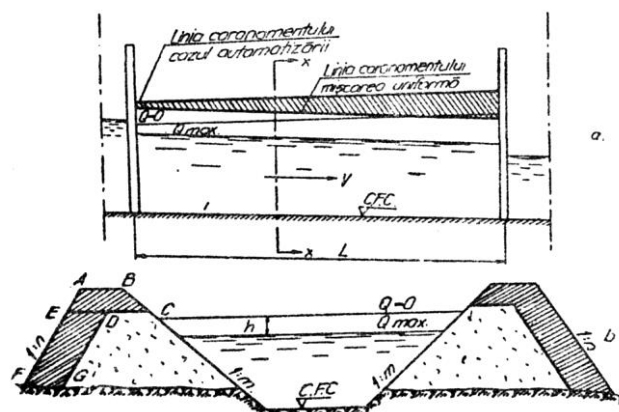


Fig. 6.33. Schița unui bief de calcul: a – profil longitudinal; b – secțiunea transversală „X – X”; L – lungimea biefului; AB – lățimea la coronament; m – coeficientul unghiular al taluzului interior; n – coeficientul unghiular al taluzului exterior.

Profilul longitudinal și secțiunea transversală printr-un bief de calcul indică surplusul de terasament și de impermeabilizare (secțiunea hașurată din figura 6.33).

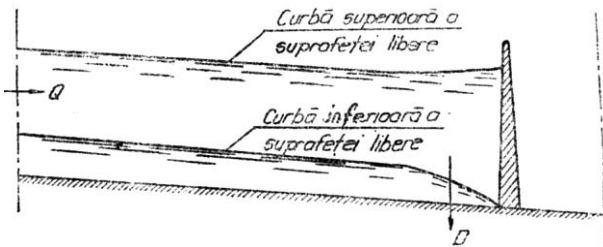
Este posibil de efectuat un calcul economic privind lungimea biefului în cazul în care se admite o lungime mai mare decât cea optimă biefului (tehnic), admițând volume de acumulat mai mari decât cele necesare (v. fig. 6.21).

Se compară costul surplusului de terasament și impermeabilizări cu economia de investiții la stăvilarele automate (dacă este posibilă eliminarea unuia sau

mai multor stăvilare automate pe ansamblul canalului, prin lungirea biefurilor).

**Aprecieri tehnico-economice asupra comenzii din amonte.** R. Clément, analizând [1] soluția clasică de comandă din aval (tip Neyrpic) ajunge la concluzia că este scumpă, datorită coronamentului canalului, care trebuie să fie orizontal. De aceea propune regularizarea prin amonte (comanda din amonte) a unui canal.

Pentru aceasta, consideră ultimul bief al unui canal, la extremitatea căruia se află o priză a rețelei de irigație funcționând la cerere, alimentat în capătul amonte prin debitul  $Q$ . Fiecare debit cerut  $D$  corespunde unei linii a nivelului apei în bief. Linia nivelului poate ocupa o poziție superioară sau inferioară, fără a avea loc o deversare peste coronamentul canalului, respectiv un deficit. Aceste linii corespund la două curbe de remuu extreme (fig.6.34).



**Fig. 6.34.** Schema unui bief de calcul pentru comanda din amonte (după – R. Clément).

Volumul de apă conținut între cele două linii ale nivelului apei este o funcție de debitul  $D$ :

$$C = C(D) \quad (101)$$

Această funcție se calculează cu ajutorul ordinarilor. Toate variațiile debitului  $Q$  la capătul amonte al biefului se repercutează în capătul aval după un timp  $t$ , care depinde de starea canalului:

$$t = q \cdot \theta \cdot \tau \quad (102)$$

în care:

$t$  este timpul ce se scurge de la apariția unei variații a debitului  $Q$  în capătul amonte al biefului și până la momentul când această variație se face simțită în secțiunea de priză  $D$  situată în partea aval a biefului;

$q$  – probabilitatea de nefuncționare a unei prize de ordin inferior;

$\theta$  – durată medie a unei cereri:  $\theta = \frac{1}{\mu}$ , în care  $\mu$

este un coeficient de dispariție a cererii;

$\tau$  – timpul.

Fie debitul cerut  $D_0$ . Volumul de apă conținut în bief sub linia de deficit corespunzător debitului  $D_0$  este  $S_0$ :

$$S_0 = C(D_0) \quad (103)$$

Starea volumului  $S$  la timpul  $\tau$  este dată de relațiile:

$$\begin{cases} S_0 + Q \cdot \tau \leq C + \alpha D_0 + \alpha' - U_p \sqrt{\beta D_0 + \beta'} \\ S_0 + Q \cdot \tau \geq \alpha D_0 + \alpha' - U_d \sqrt{\beta D_0 + \beta'} \end{cases} \quad (104)$$

în care:

$S_0$  este volumul de apă conținut în bief sub linia de deficit corespunzătoare debitului cerut  $D_0$ ;

$Q$  – debitul ce intră în bief prin capătul amonte;

$C$  – capacitatea totală a biefului;

$\alpha$  – coeficient de substituție:  $\alpha = 1 - e^{-\tau}$ ;

$\alpha'$  – coeficient de substituție:  $\alpha' = d \cdot A \cdot \tau$ , în care  $A$  este debitul oferit și egal cu numărul mediu de cereri ce se produce în durată  $\theta$ , iar  $d$  este debitul unei prize de ordin inferior;

$U_p$  – probabilitatea de umplere a biefului;

$U_d$  – probabilitatea de golire a biefului;

$\beta$  – coeficient de substituție:  $\beta = \frac{1}{2} d(q-p)\alpha^2$ ,

în care:  $p$  este probabilitatea de funcționare a unei prize de ordin inferior;

$\beta'$  – coeficient de substituție:

$$\beta' = \frac{1}{2} \cdot d^2 \cdot A [2q(\tau - \alpha) + p\alpha^2]^2,$$

Înlocuind  $Q \cdot \tau$  prin  $\int_0^\tau Q \cdot d\tau = v$  (debitul  $Q$  ce

intră în capătul amonte al biefului nu este constant) obținem:

$$\begin{cases} S_0 + v \leq C(D) + \alpha D_0 + \alpha' - U_p \sqrt{\beta D_0 + \beta'} \\ S_0 + v \geq \alpha D_0 + \alpha' - U_d \sqrt{\beta D_0 + \beta'} \end{cases} \quad (105)$$

$C(D)$  este o funcție monotonă descrescătoare de  $D$ . Pentru  $D$  s-a găsit probabilitatea:

$$E(D) + U_p \sqrt{V_{ar}(D)}$$

în care:

$$E(D) = d \cdot m;$$

$m_i = A + (i - A) \cdot e^{-\tau} =$  numărul mediu de prize deschise la momentul  $t$  dacă la momentul inițial (corespunzător debitului cerut  $D_0$ ) au fost deschise  $i$  prize de ordin inferior;

$d$  – debitul unei prize de ordin inferior;  $i = 0 \dots N$ ;

$N$  – numărul total de prize de ordin inferior servite de priza situată în capătul aval al biefului ( $D$ );

$$V_{ar}(D) = d^2 \cdot \sigma_i^2;$$

$\sigma_i^2$  – dispersia numărului de prize deschise la momentul  $t$  dacă  $i$  prize au fost deschise la momentul inițial.

$$\sigma_i^2 = qA \left[ 1 - e^{2\tau} + \frac{1}{qA} (q-p)(i-A) \cdot \tau^{-1} e^{-2\tau} \right] \quad (106)$$

Atunci rezultă:

$$C \left[ E(D) + U_p \sqrt{V_{ar}(D)} \right] = C'(D_0, U_p)$$

Relațiile (105) devin:

$$\begin{cases} S_0 + v \leq C'(D_0, U_p) + \alpha D_0 + \alpha' - U_p \sqrt{\beta D_0 + \beta'} \\ S_0 + v > \alpha D_0 + \alpha' - U_d \sqrt{\beta D_0 + \beta'} \end{cases} \quad (107)$$

În funcție de relațiile (107) se poate face graficul din figura 6.35.

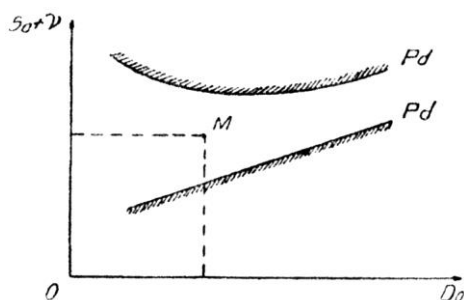


Fig. 6.35. Graficul de variație  $S_0 = f(D_0)$ .

Valorile  $S_0$  și  $D_0$  fiind cunoscute în fiecare moment, trebuie modificat  $Q$  în așa fel încât valoarea  $v$

înregistrată între momentele  $\tau$  și  $0$  rămâne punctul respectiv  $M$  (figurat în banda respectivă).

Debitele care modifică starea biefului între  $0$  și  $\tau$  sunt cele barate în capătul amonte al biefului între  $\tau$  și  $0$ .

Comanda din amonte este posibilă numai dacă sunt îndeplinite relațiile [1]:

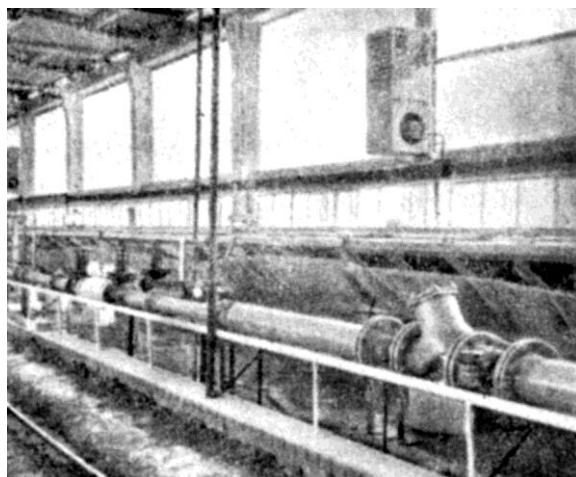
$$\begin{cases} C'(D_0, U_p) \geq (U_p - U_d) \sqrt{\beta D_0 + \beta'} \\ C(N \cdot d) \geq (U_p - U_d) \sqrt{\beta D_0 + \beta'} \end{cases} \quad (108)$$

în care  $N$  este numărul total de prize.

Prin această metodă se urmărește a se calcula volumul maxim de apă ce poate exista în canal într-un anumit moment, pentru a determina poziția curbei suprafeței libere, în vederea stabilirii dimensiunilor secțiunii transversale a biefului, în cazul funcționării automate – comanda din amonte.



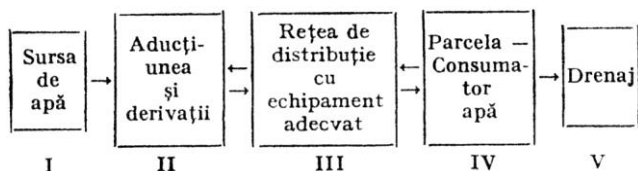
Studiul echipamentelor de măsură, control și protecție pentru rețelele de conducte sub presiune.  
Laboratorul de irigații și drenaje,  
Institutul Politehnic Iași.



## Capitolul 7

# REȚELE DE DISTRIBUȚIE CU FUNCȚIONARE AUTOMATĂ. CONDIȚII DE PROIECTARE, EXECUȚIE ȘI EXPLOATARE. BAZA DE CALCUL

Desfășurarea procesului de irigație în condițiile automatizării, cu „răspuns” la „cerere”, implică corelarea constructiv-funcțională a tuturor treptelor ce concură la realizarea unui S.I. automat:



În cap. 7 vor fi tratate problemele tehnico-funcționale ale treptei a III-a, baza materială a rețelei de distribuție (R.D.) propriu-zisă, cu elementele de calcul.

Rețeaua de distribuție (R.D.) include ansamblul amenajărilor din cadrul unei suprafețe reduse, formând o unitate tehnică coerentă, ce cuprinde: stația de pompare (punere sub presiune) (Stpp); rezervorul (R); rețeaua de conducte (Rc), dominând o suprafață de până la 2.000 ha<sup>1</sup> (un plot-bloc sau sector sub presiune), cu instalațiile și aparatele aferente unei funcționări automate și sigure; instalațiile și dispozitivele pentru distribuția apei pe parcele.

Problemele ridicate de treptele I și II (surse, aducțiuni, derivații, cu funcționări automate) au fost tratate în capitolele 1, 2, 3, 4, 5, 6, iar cele implicate în treptele IV și V vor fi expuse în capitolele 8-11. În măsura strict necesară se vor face referiri și în acest

capitol la unele aspecte adiacente R.D., ca, de exemplu, subcapitolul 7.3.4. („Instalații și dispozitive pentru distribuția apei pe parcele”), propriu treptei a IV-a în condițiile totalei automatizări.

## 7.1. SCHEME DE PRINCIPIU ALE TIPURILOR DE REȚELE DE DISTRIBUȚIE CU ELEMENTE COMPONENTE

În tehnica sistemelor moderne de irigații cu funcționare automată sunt diferențiate numeroase tipuri de scheme ale rețelelor de distribuție, după o serie de factori naturali și criterii tehnico-economice.

*Ca factori naturali* avem: orografia terenului, hidro-geologia și geotehnica zonei, natura și poziția sursei de apă față de perimetrul irigabil, direcția și intensitatea vântului dominant.

*Criteriile tehnico-economice* sunt: natura folosințelor de apă (irigații și alte folosințe) și modul de alimentare cu apă; tipul de organizare al unităților (masive mari de teren sau de tip parcelar); ipoteza de funcționare a rețelei (o singură ipoteză de debit sau un ansamblu de ipoteze – v. capitolul 2); caracteristicile echipamentului de udare (lungimi, diametre, debite, presiuni de serviciu); tipul stației de punere sub presiune – Stpp – ( $Q$ ,  $H$ , agregate); trasarea antenelor în funcție de direcția vântului dominant (trasarea paralelă

<sup>1</sup> Poate ajunge și la 8.000 ha (v. S.I. Cheliff – Algeria și Rhône-Languedoc – Franța).

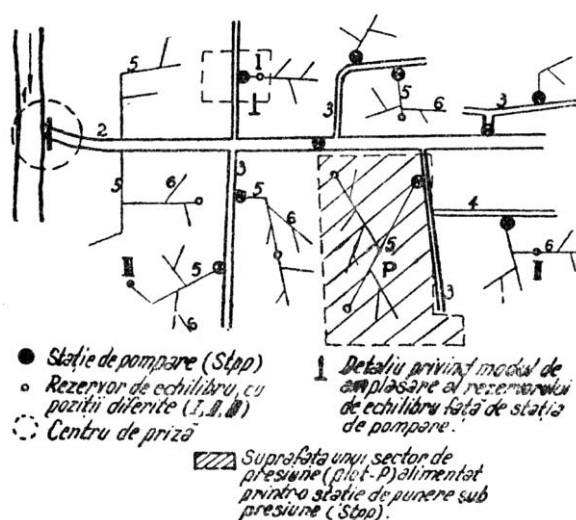
cu această direcție mărește distanța dintre pozițiile de lucru ale aripilor) sau în funcție de panta terenului (trasarea pe direcția liniei de cea mai mare pantă conduce la valorificarea căderii naturale și la asigurarea amplasării aripilor de udare pe terenuri cit mai plane); adaptarea unor antene cât mai lungi (pentru a crește distanța între canalele deschise care alimentează cu apă Stp); trasarea rețelei care să permită o adaptare ușoară a organizării teritoriului la condițiile de irigații (cu sole de 40-60 ha, pentru culturile de câmp și sub 40 ha pentru legume, vii și livezi); evitarea traversării obstacolelor (drumuri ș.a.) cu echipamentele de udare (în cadrul sectorului de irigație) etc.

Întregul complex de situații, evidențiate mai sus, poate constitui criterii în adoptarea tipurilor de scheme de rețele (de distribuție) [3, 1, 2, 10].

Pentru ca R.D. să poată răspunde la „cerere” beneficiarului (culturi agricole-sol, precum și alte folosințe, v. cap. 8), trebuie să dispună de apă (debite, volume, presiuni) în conformitate cu planurile de exploatare. Această corelare „răspuns” la „cerere” este asigurată prin echiparea R.D. cu Stp – R – Rc, inclusiv instalațiile ce asigură distribuția automată a apei pe parcele, telecomanda și telecomanda, precum și siguranța exploatareii.

Rezervorul poate avea volume foarte variate (de la câteva sute de m<sup>3</sup> R de mică capacitate, până la câteva zeci, chiar sute de mii de m<sup>3</sup> R de mare capacitate).

Primul tip de R se amplasează după Stp (în interiorul Rc, putând ocupa trei poziții: I de trecere, II intermediar, III de capăt-contrarezervor, fig. 7.1.)

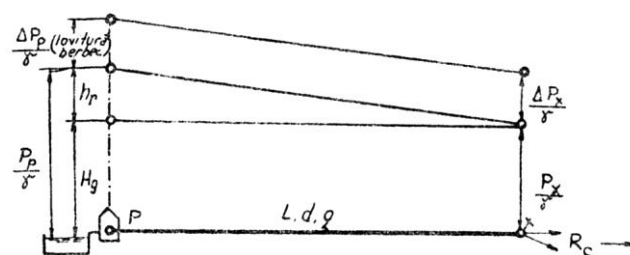


**Fig. 7.1.** Schema unui sistem de irigații cu distribuția automată a apei: 1 – sursă; 2 – canal de aducțiune; 3 – canal de distribuție; 4 – canal distribuitor secundar; 5 – conductă principală; 6 – conductă secundară

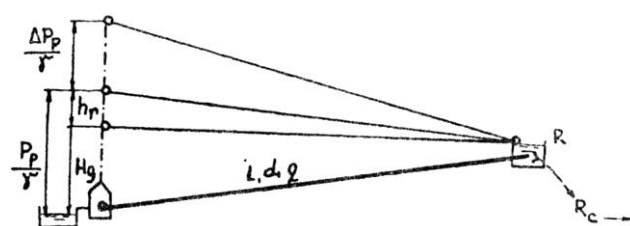
Al doilea tip de R se amplasează înaintea Stp, de tipul acumulărilor artificiale (bazine sau rețeaua de canale impermeabilizate, gen S.I. Sadova – Corabia).

În funcție de poziția altimetrică a R.D. față de sursa de apă (canal de aducțiune – rezervor) și în funcție de tipul de automatizare adoptat (pe bază de debite, nivele sau mixt), se pot distinge următoarele scheme de conlucrare a Stp cu Rc:

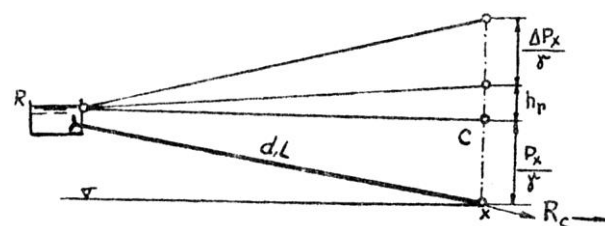
- 1) aducțiunea directă fără rezervor între Stp și Rc (fig. 7.2);
- 2) aducțiunea cu rezervor între Stp și Rc (fig. 7.3);
- 3) aducțiunea gravitațională în Rc (fig. 7.4.).



**Fig. 7.2.** Aducțiunea directă:  $h_r$  – pierderea de sarcină pe conductă;  $\frac{P_p}{\gamma}$  – înălțimea de pompare;  $\frac{\Delta P_p}{\gamma}$  – supraînălțarea datorită loviturii de berbec;  $\frac{P_x}{\gamma}$  – înălțimea corespunzătoare presiunii de serviciu;  $L$  – lungime;  $d$  – diametru;  $q$  – debit.



**Fig. 7.3.** Aducțiunea cu rezervor între Stp și Rc.



**Fig. 7.4.** Aducțiunea gravitațională.

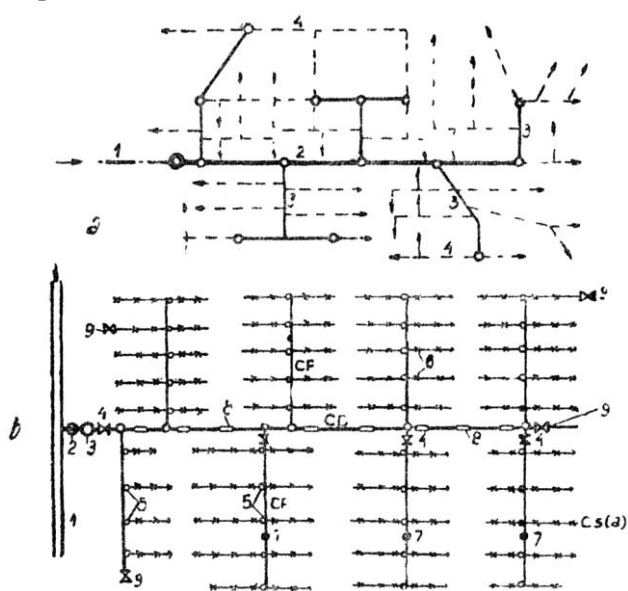
În funcție de natura folosințelor de apă, de ipotezele de funcționare (v. cap. 2) și de complexitatea distribuției, rețelele de distribuție (R.D.) pot fi în general de tip *separat* (când apa transportată este folosită numai pentru irigații) sau de tip *unitar-mixt* (când apa este folosită în scopuri multiple: irigații, apă industrială, alimentarea centrelor populate, a gospodăriilor agricole și fermelor agrozootehnice ș.a.).

În alcătuirea rețelei de distribuție (R.D.) intră conducte de distribuție ( $D_n = 500-1.400$  mm), conducte principale și conducte de serviciu – antene – ( $D_n = 75-$

400 mm); în anumite situații pot lipsi conductele principale.

În funcție de consumul de apă, ipotezele de funcționare, presiunile de serviciu, siguranță în exploatare, sistematizarea și panta teritoriului ș.a., rețeaua de distribuție se poate realiza, în principiu, după patru scheme: *ramificată*, *buclată*, *inelară*, *cu districte*, putându-se uneori adopta și *variante de scheme mixte* [10].

*Schema ramificată* (fig. 7.5, a, b), mult răspândită în sistemele de irigații, prezintă o serie de dezavantaje: nu menține presiunea de serviciu uniformă în rețea; favorizează depunerea materialului aluvionar fin, la extremitatea conductei, iar la un eventual defect al conductei se scoate din funcțiune întreaga ramificație situată în aval, răspunde la o singură ipoteză de debit – simplificată.



**Fig. 7.5.** Scheme de rețele de distribuție de tip ramificat:

a – elemente componente ale rețelei de conducte;

1 – aducțiunea; 2 – conducta de distribuție; 3 – conducta principală; 4 – conductele de serviciu;

b – elemente componente și instalații de debit și presiune:

1 – canal deschis; 2 – Stpp, stație de pompare pentru presiune; 3 – rezervor de echilibru; 4 și 5 – vane; 6 – prize de apă; 7 – dispozitive împotriva loviturii de berbec; 8 – cămine de vizitare; 9 – vană de golire; CD – conductă de distribuție;

CP – conductă principală; Cs (a) – conductă de serviciu (antenă).

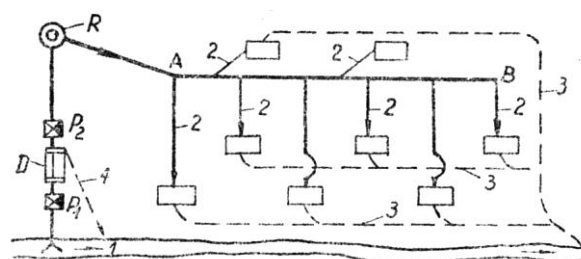
Ca o variantă a schemei ramificate apare *schema cu circuit deschis* (fig. 7.6) folosită în industrie, care se poate însă adopta și ia irigarea unor grupe de sectoare.

*Schema buclată* (fig. 7.7) exclude dezavantajul schemei ramificate a alimentării unilaterale, prezentând o repartitie bună a presiunilor și debitelor la bornele de irigație, răspunde la un ansamblu de ipoteze de debite. Se poate aplica sistemelor mari de irigații, la care conductele de distribuție și principale sunt în schemă buclată, iar cele de serviciu (antenele) în schemă ra-

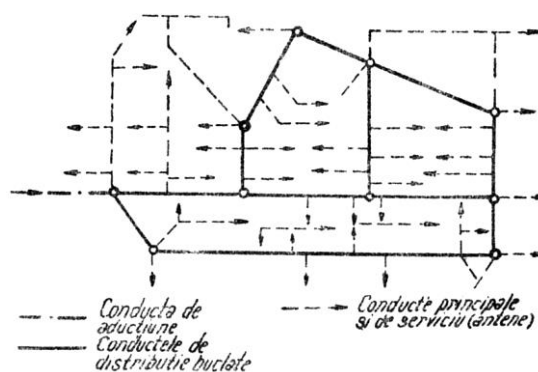
mificată.

*Schema inelară* (fig. 7.8) este compusă din centuri sau inele de conducte de distribuție, în timp ce conductele principale și de serviciu pot fi parțial buclate. Asigurând o distribuție uniformă a presiunilor în rețea și la prize, ele se pot aplica în sisteme foarte mari de irigații, cu toate că sunt scumpe.

*Schema cu districte* (fig. 7.9) are conductele de distribuție sub formă buclată sau cu centuri (ABCDE), iar conductele principale și de serviciu (antene) sunt distribuite în districte (I, II... IX) sub formă buclată sau ramificată. Se aplică în cazul unor suprafețe mari, cu cerințe speciale de apă, cu o distribuție riguroasă a presiunilor și a debitelor, cu un control riguros al scurgerii și cu posibilitatea izolării unor districte.



**Fig. 7.6.** Schema de distribuție cu circuit deschis: D – decantor; P<sub>1</sub>, P<sub>2</sub> – stație de pompare cu prima și a doua treaptă de pompare; R – rezervor; RA – conductă de transport; AB – conductă de distribuție; 1 – râu, sursa de apă; 2 – conductele principale ce distribuie apa la unități, sectoare de irigații sau industrie agro-zootehnice; 3 – rețea de colectare-evacuare cu scurgere liberă; 4 – evacuarea de la decantor.



**Fig. 7.7.** Rețea de distribuție buclată.

Schemele prezentate mai sus pot fi adaptate și diversificate pentru irigații, după diversele criterii tehnice și economice.

Tehnica românească folosește în prezent numai schema ramificată simplificată (fig. 7.10, a). Schema inelară se poate de asemenea folosi, printr-o adaptare ușoară a schemei clasice. În figura 7.10 a, b, c se prezintă tipurile de rețele de distribuție cu cea mai largă aplicare în irigații, în condițiile unei agriculturi mari, sistematizate.

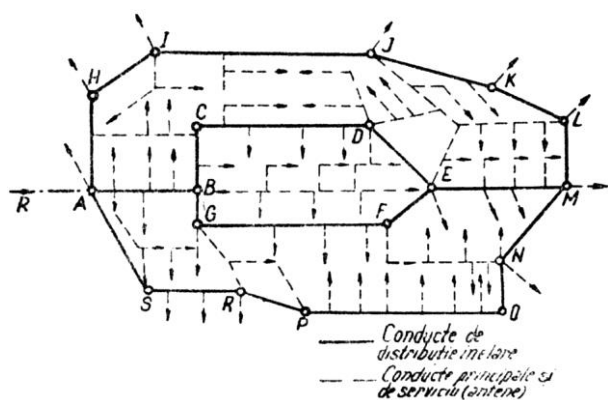


Fig. 7.8. Rețea inelară.

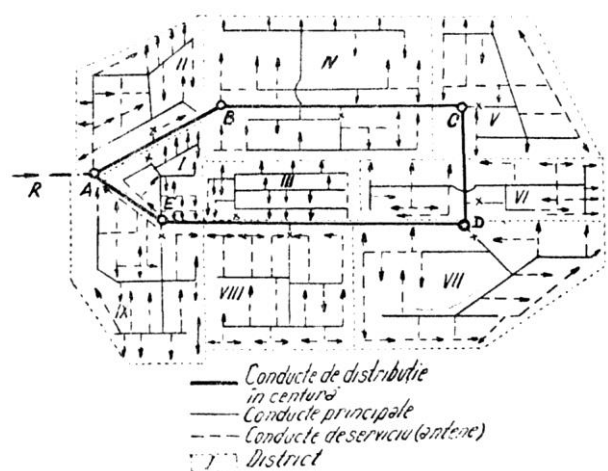
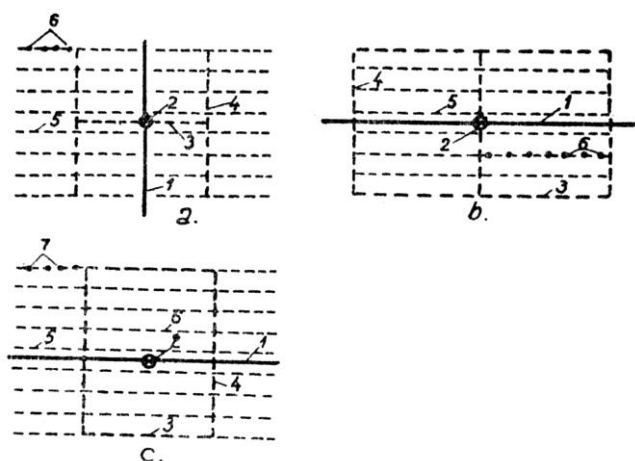


Fig. 7.9. Rețea de distribuție cu districte.



**Fig. 7.10.** Tipuri de scheme de distribuție: *a* – ramificată; 1 – canal de distribuție (CD); 2 – SPP; 3 – conductă principală; 4 – conductă secundară; 5 – antene; 6 – hidranți; *b* – inelară: 1 – CD; 2 – SPP; 3 – rețea inelară activă; 4 – rețea inelară inactivă; 5 – antenă; 6 – hidranți; *c* – mixtă: 1 – CD; 2 – SPP; 3 – rețea inelară activă; 4 – rețea inelară inactivă; 5 – antenă ramificată; 6 – antenă inelară; 7 – hidranți.

În schema ramificată, antenele nu sunt legate între ele. În schema inelară, antenele formează inele

prin legarea la extremități. În schema mixtă, conductele principale sunt legate în inele, iar cele secundare și antenele sunt ramificate.

Schema ramificată, deși prezintă câteva neajunsuri (alimentarea hidranților dintr-o singură parte cu scoaterea conductei din funcțiune în caz de avarii, favorizarea depunerii materialului fin aluvionar la extremități și în zone joase, neacomodarea la schimbarea ipotezelor de debite), este reținută în prezent în tehnica irigației, datorită lungimii minime de conducte la unitatea de suprafață.

Schemele inelare și mixte, superioare prin asigurarea unei alimentări din două direcții a tronsoanelor de conducte, cu implicațiile adiacente de securitate în exploatare, sunt reținute în prezent în tehnica irigației pentru sisteme foarte importante și îndeosebi pentru experimentări.

Schemele de R.D. prezentate dau posibilitatea de a reține, prin comparație, avantajele și dezavantajele fiecăreia, ca și condițiile de aplicare. Dacă rețelele de alimentare cu apă potabilă sunt, în general, în ochiuri, rețelele de irigații sunt constituite, în general, în actuala etapă, din ansambluri ramificate, justificate prin:

- minimalizarea costului conductelor, datorită reducerii traseelor;
- rețeaua de irigații ramificată, prezentând un număr redus de bransamente (borne de irigații), spre deosebire de rețeaua de alimentare cu apă (cu un număr mare de bransamente), este avantajoasă, prin evitarea dezechilibrului debitelor care apare la o rețea în ochiuri.

În tehnica franceză [29], schema unei R.D. este formată, în general, din: bornele de irigație (prizele de apă) legate, printr-o rețea ramificată, la un rezervor (de echilibru – RE) sau o stație de pompare (Stpp), amplasată la capătul rețelei. Reglarea s-a asigurat (de exemplu, în S.I. Bas-Rhône-Languedoc) cu ajutorul *rezervoarelor în aer liber* (tip turn apă), utilizându-se sistemul de comandă al „nivelurilor eșalonate” sau sistemul cu „două niveluri cu temporizare” în dublu scop, pentru a reduce volumele rezervorului și cheltuielile de energie.

Acest sistem de reglare cu RE are avantajul de a fi extrem de sigur, însă prezintă inconvenientul de a necesita o construcție foarte scumpă, având cuva situată la o mare înălțime (circa 50 m); pentru perimetrele mari, soluția RE este rezonabilă, fiind sigură.

Pentru perimetrele restrânse, dacă nu se dispune de condiții avantajoase de relief pentru construirea RE cu cheltuieli mai reduse, se pot adopta și alte tipuri de reglări. Astfel, *reglarea debitmetrică* are un randament bun, dar necesită folosirea unor debitmetre precise (sistem Rittmeyer sau debitmetre electromagnetice). Pentru debite mici și demaraj sunt necesare unul sau

mai multe grupuri comandate prin manostat. Reglarea asigurată numai prin manostat și rezervor de aer se rezervă numai pentru instalațiile mici, din cauza pierderilor mari de energie și a volumelor importante ale rezervoarelor.

La sistemul de reglare prin manostat și debitmetru asociate, funcționarea pompelor este stabilită între două niveluri de presiune, oprirea și pornirea fiind comandate printr-un manostat. Numărul de grupuri de pompare necesar să intre în funcțiune pentru satisfacerea cererii rețelei se fixează prin debitmetru, manostatul întărind ordinul de pornire sau oprire stabilit de către debitmetru.

Există și sistemul tip HEMA, care este în curs de dezvoltare în Franța.

Oricare ar fi tipul de reglare adoptat, automatizarea R.D. implică prevederea de măsuri și dispozitive care să facă față eventualelor incidente survenite la Stpp: defecțiuni la grupuri (care înregistrează frecvențe ridicate în demarări), întreruperi accidentale în rețeaua electrică sau scăderi de tensiune în anumite ore de vârf etc.

## 7.2. POMPAREA ȘI REGLAREA ÎN REGIM CONTINUU ȘI DISCONTINUU. ASIGURAREA DEBITULUI ȘI PRESIUNII ÎN REȚEAUA DE DISTRIBUȚIE CU FUNCȚIONARE „LA CERERE”

### 7.2.1. CONSIDERAȚII ASUPRA STAȚIILOR DE POMPARE (Stpp) DIN REȚELELE DE DISTRIBUȚIE PENTRU IRIGAȚII

În vederea punerii sub presiune a rețelilor de distribuție pentru irigații (cu conducte) este necesar, în majoritatea cazurilor, să se recurgă la Stpp care iau apa din surse cu diverse caracteristici și poziții: canale, râuri, acumulări, foraje-puțuri.

Spre deosebire de stațiile de pompare ce deservesc alimentările cu apă ale orașelor, Stpp pentru sistemele de irigații trebuie să răspundă unor condiții particulare [17], și anume:

- foarte mari variații zilnice de consum, care impun schimbări frecvente de regim;
- înălțimi de refulare destul de ridicate;
- o izolare relativă a stațiilor în mediul rural;
- o mare răspândire a stațiilor de punere sub presiune în cadrul complexelor de irigații mari (de exemplu, 167 Stpp în S.I. Sadova – Corabia, cu  $S_i =$

$= 79.500$  ha);

- o preocupare de economie legată de importanța debitelor folosite pentru irigații.

Pentru ca R.D. să funcționeze automat, primind „răspuns” imediat la „cerere”, trebuie să se găsească (R.D.) sub presiune continuă, consumul de apă fiind asigurat permanent prin conectări și deconectări automate ale agregatelor de pompare din Stpp.

Deși proiectarea stațiilor de pompare este specifică altor specialități, proiectantul S.I. este interesat în ceea ce privește problema reglării, în concordanță cu cerințele de apă ale rețelei de distribuție.

Stația de pompare fiind solicitată să satisfacă cereri variabile de debit (în absența grupurilor cu viteze variabile) trebuie să cuprindă un număr mare de grupuri, pentru a asigura o bună suplețe în funcționare și un randament ridicat, cu atât mai mult cu cât debitul instalației este mare [1]. Întrucât costul instalației crește cu numărul de grupuri, trebuie căutat un optim, comparând cheltuielile energiei suplimentare și economiile corespunzătoare investițiilor.

Soluția adoptării de grupuri neidentice și reparatizate după o serie normată prezintă interes, dar problemele de exploatare devin dificile pentru marile rețele de irigații care cuprind numeroase stații de pompare. În acest caz, avantajele normalizării, pentru procesul de exploatare, atât în ce privește prețul de revenire cât și siguranța exploatarei, întrec economiile de energie sau de investiții [1].

Proiectanții și constructorii Stpp pentru irigații continuă eforturile pentru conceperea de echipamente (mecanic, pompe, motoare) robuste, prevăzute cu automatizări, în scopul limitării eforturilor de supraveghere și îmbunătățirea securității și pentru folosirea echipamentului electromecanic și a construcțiilor adecvate mediului agricol, cu investiții care să corespundă cât mai bine cerințelor.

### 7.2.2. ECHIPAMENTUL MECANIC

Echipamentul mecanic folosit în stațiile de pompare, deși are o tehnologie veche și bine pusă la punct, înregistrează unele adaptări și completări pentru cazul Stpp caracteristice rețelilor de irigații:

- în lupta contra abraziunii, provocată de apele încărcate cu aluviuni, se recurge la materiale speciale pentru rotorii și paletelile intermediare (oțel inoxidabil, bronz-aluminiu ș.a.);
- frecvența mare a pornirilor la motoarele electrice, cu consecințe asupra obosirii rapide a materialelor și cu șocuri de curent în rețea, necesită, de asemenea, măsuri corespunzătoare;
- față de concepția clasică cu montarea pompei deasupra nivelului apei, în cazul S.I. cu nivel coborât al

apei în sursă (canal, puț), se întrebuințează grupuri de pompare *verticale submerse*. În acest caz, suprastructura Stpp este redusă, punându-se la adăpost numai comanda electrică a grupurilor. Se adoptă, în general, această soluție, cu toate că randamentul este mai scăzut, cu circa 12% față de soluția clasică, grupurile sunt mai costisitoare (decât cele verticale clasice și mai ales decât cele orizontale), demontarea mai dificilă și remedierea defecțiunilor necesită personal specializat.

În afară de aceste grupuri, Stpp pentru rețelele de irigații mai folosesc grupuri *orizontale verticalizate* (de exemplu, de 730 kVA, refulând 500 l/s la  $H_r = 105$  m, având motoare cu bobinaj de înaltă tensiune 5kV), precum și grupuri de *foraj* (care sunt cele mai întrebuințate, marele lor avantaj fiind sistemul de montaj, începând de la planșeul motoarelor, precum și faptul că funcționează în mod satisfăcător, oricare ar fi nivelul în sursă).

Ca instalații anexe ale Stpp pentru irigații se remarcă *grătarele și filtrele, rezervoarele hidropneumatice, vanele* (mecanizate) ș.a., care vor mai fi subliniate în exemplele ce vor urma.

## 7.2.3. REGLAREA

### 7.2.3.1. Date generale asupra reglării

Debitele necesitate de rețeaua de distribuție la „cerere” înregistrează variații mari în timp, după sezon și după ora din zi; variația este mai mică cu cât rețeaua este mai mare și are un număr mai important de prize. Pentru a adapta regimul Stpp la debitul cerut de rețea, cu menținerea unei presiuni acceptabile în toate secțiunile rețelei de conducte, trebuie să se apeleze la un dispozitiv de reglare.

În cazul unei rețele de conducte de irigații bine studiate, presiunea maximă nu depinde practic de debitul „cerut”, curba caracteristică a rețelei este apropiată de o dreaptă orizontală, în timp ce curbele caracteristice ale pompelor Stpp sunt mai mult sau mai puțin descendente și dacă nu se fracționează pomparea prea mult, presiunea creată prin pompe este superioară presiunii necesare pentru rețea. În vederea reducerii pierderilor de energie generate de aceste excedente de presiune se depun eforturi continue.

**Sistemul de reglaj automat (SRA).** Funcționalitatea eficientă a complexului *rețea – stație* impune realizarea unei corelații optime între „cerere” și „deservire”, cu cheltuieli minime de energie și siguranță maximă în exploatare; automatizarea stației devine obligatorie, în acest caz.

Domeniul vast al automatizării cuprinde în esență: măsurarea automată, controlul automat, comanda automată, reglarea automată.

În cazul automatizării unei Stpp, reglarea auto-

mată a presiunii ocupă ponderea cea mai mare și ridică problemele cele mai dificile din punct de vedere teoretic. O Stpp poate funcționa în diverse regimuri convenabile sau neconvenabile procesului prescris. Eliminarea regimurilor neconvenabile, realizarea regimului dorit, care în cele mai multe cazuri, este regimul optim, reprezintă funcția de reglare.

Reglarea complexă nu se poate asigura, de regulă, fără introducerea sistemelor de reglare automată (SRA).

Un SRA constă din două ansambluri principale:

– *instalația automatizată* (obiect de reglat), în care se desfășoară, după necesitățile exploatarei, un proces supus perturbărilor. Se notează conform STAS 6019-59 cu O;

– *un regulator automat (R)*, destinat să combată efectul perturbărilor, prin acțiunea sa readucând procesul la regimul dorit. Acțiunea regulatorului este îndreptată întotdeauna împotriva acțiunilor dereglante ale obiectului.

Obiectele de reglat în Stpp se referă la regimurile de funcționare ale agregatelor separate sau ale ansamblului lor, precum și la funcționarea agregatelor în comun cu rezervorul, când este vorba de reglarea presiunii în rețea.

Regulatorul automat este alcătuit din mai multe elemente: *sistemul de măsură, dispozitivul de reglare, mecanismul de execuție*. El efectuează trei operații principale:

– măsoară mărimea reglată (presiunea) și deci, trebuie să fie prevăzut cu un element de măsură;

– transmite mai departe valoarea măsurată și o compară cu valoarea prescrisă sau mărimea de referință  $g(t)$ , iar cu rezultatul obținut formează mărimea de acțiune;

– livrează energia necesară pentru punerea în mișcare a elementului care execută reglarea.

Având în vedere cele de mai sus, schema structurală (schema-bloc) a unui SRA, redusă la forma cea mai simplă, ilustrând principiul de realizare a funcției de reglare între obiect și regulator, este dată în fig. 7.11.

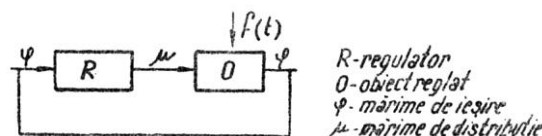


Fig. 7.11. Schema structurală a unui sistem de reglaj automat (SRA).

Mărimea de ieșire din obiect,  $\psi$ , este mărimea de intrare în regulator, iar mărimea de ieșire din regulator  $\mu$  este mărimea de intrare în obiectul reglat ( $\psi$  – mărimea reglată, iar  $\mu$  – mărimea de distribuție).

Funcționarea complexului *rețea – stație*, având în vedere schema bloc de mai sus, este următoarea: rețeaua

lansează o cerere  $\varphi$ , care constituie mărimea de intrare în regulator, iar regulatorul o măsoară, o compară cu mărimea de referință  $g(t)$  și elaborează o comandă, care produce modificarea regimului de funcționare a obiectului reglat (Stpp), în sensul corelării acestuia cu cererea.

Corectitudinea corelației realizate este verificată prin legătura inversă obiect reglat – element de măsură.

În ipoteza că mărimea prescrisă (sau de referință)  $g(t) = \varphi_0 = \text{constant}$  (cum e în cazul reglării presiunii), în regulator va veni din elementul de comparație mărimea  $\Delta\varphi = \varphi_0 - \varphi$ ; această mărime se numește „abatere” (a mărimii reglate). Micșorarea acestei abateri, după cum se va arăta în cele ce urmează, este o problemă importantă a reglării presiunii în Stpp, pentru asigurarea unor randamente globale bune.

**Sisteme automate de reglare a presiunii în rețelele de irigații.** Reglarea automată a presiunii în rețea se realizează prin diverse soluții, având la bază diverse principii.

Sub raportul regimului de funcționare se pot distinge două mari grupe de sisteme de reglare automată a presiunii (fig. 7.12) [17]:

1) *Reglările cu regim discontinuu*, pentru care se poate avea o diferență între debitul „cerut” de rețea și debitul „pompat”, această diferență fiind compensată printr-un rezervor care se golește sau se umple, după cum debitul cerut este superior sau inferior debitului pompat.

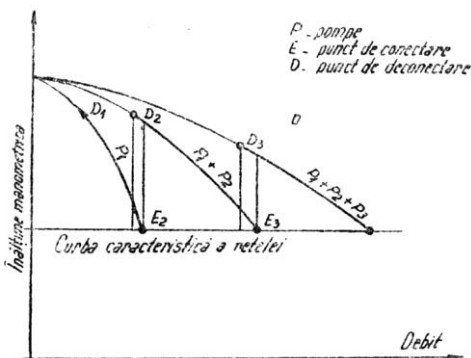
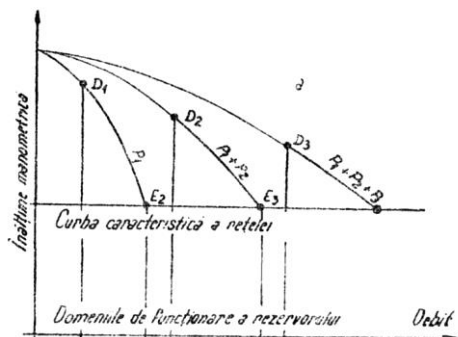


Fig. 7.12. Diagrame teoretice de reglare:

a – în regim discontinuu; b – în regim continuu.

2) *Reglările cu regim continuu*, pentru care pompele pot satisface fără rezervor de reglare, la orice debit

„cerut” de rețea. În acest caz, pentru fiecare debit „cerut” corespunde un punct caracteristic pe curba  $H(Q)$ , corespunzător funcționării uneia sau mai multor pompe în paralel (în acest mod având loc o acoperire completă a consumului de către domeniile de funcționare ale pompelor).

Detalierea tipurilor de reglare, în funcție de mărimile exploatate de aparatele și instalațiile utilizate, este dată în tabelul 7.1. [38].

Tabelul 7.1. Diferite tipuri de reglări

Regim	Mărimi exploatate	Tip de reglare	Aparate sau instalații utilizate
Discontinuu	Niveluri etajate	Cu rezervor deschis Cu rezervor cu aer comprimat	Rezervor într-un punct oarecare al rețelei
	Presiune	Manometrică simplă Manometrică compensată (sistem Vogel)	Rezervor hidrofor Hidrofor și organ de depresionare
	Presiune și debit	Manometrică aservită debitului (sistem C D C)	Hidrofor și debitmetru
	Niveluri fixe	Manometrică cu temporizare	Hidrofor și placă cronometrică
Continuu	Presiune sau debit	Cu viteză variabilă	Motoare cu viteză variabilă
	Debit sau viteză	Debitmetrică	Debitmetre de tipuri diferite

Se observă că, în cazul reglării în regim discontinuu se recurge la utilizarea unui rezervor solicitat cel puțin în demarajul pompelor, în deservirea debitelor mici, în deservirea temporară a cerințelor situate în afara zonelor de funcționare stabilită a grupurilor de pompe.

**Curbe caracteristice; consum energie; randament.** La proiectarea unei Stpp cu reglare automată a presiunii, de o mare importanță este cunoașterea câmpului curbelor caracteristice de funcționare, câmp în care se înscriu: caracteristica rețelei și caracteristicile pompelor.

**Caracteristica rețelei.** Rețeaua se consideră optimizată, dacă în orice punct al său presiunea disponibilă este cel puțin egală cu presiunea minimă necesară instalațiilor de udare și aceasta pentru orice valoare a debitului cerut.

Caracteristica rețelei este definită, în sens geometric, ca înfășurătoarea presiunilor necesare la consumator, pentru o variație a debitului cerut, de la valoarea minimă până la valoarea maximă.

Optimizarea rețelei dă posibilitatea să se utilizeze drept caracteristică a rețelei dreapta de presiune constantă  $H_0$ , corespunzătoare presiunii minime admise pe refulare la debit maxim.

**Caracteristicile pompelor.** Curbele caracteristice ale pompelor care trebuie luate în considerare sunt:  $H(Q)$ ;  $P(Q)$ ;  $\eta(Q)$ , ilustrate grafic în figura 7.13.

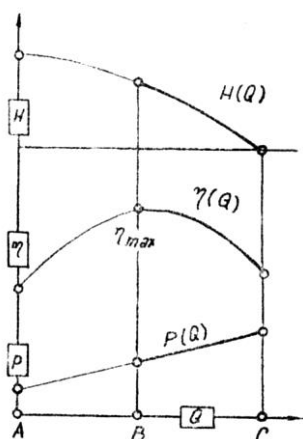


Fig. 7.13. Curbele caracteristice ale pompelor.

În cazul reglării cu regim discontinuu se pun două probleme:

1) Reducerea consumului specific de energie. Energia specifică consumată reprezintă consumul de energie electrică pe metru cub de apă pompat.

Valoarea acestui consum specific este dată de relația:

$$e = \frac{P}{Q\eta_m} \quad (1)$$

Cunoscând că  $P = \frac{K_1 Q H_m}{\eta_p}$ , relația (1) devine:

$$e = K_1 \frac{H_m}{\eta_p \eta_m} \quad (2)$$

unde:

$e$  este energia specifică absorbită, kWh/m<sup>3</sup>;  $P$  – puterea absorbită, kW;  $Q$  – debitul pompei, m<sup>3</sup>/h;  $H_m$  – înălțimea manometrică, mCA;  $\eta_p$  – randamentul pompei;  $\eta_m$  – randamentul electromotorului

$$K_1 = \frac{1}{367} \text{ kg/m}^3.$$

Interpretând relația ce dă pe  $e$ , rezultă că pentru a menține redus consumul specific de energie este necesar a se alege pompele cu curbe caracteristice cât mai plate, sau a se păstra ecarturi mici de presiune pe curbe înclinate, în limitele randamentului acceptabil.

Înseamnă că este bine să se aleagă ca domeniu de funcționare plaja cuprinsă între punctul C și punctul de randament maxim B (zona îngroșată din figura 7.13).

2) Asigurarea unui randament global acceptabil. Randamentul global  $\eta_g$  dă o interpretare de ansamblu

asupra funcționării întregii instalații și este definit ca raportul dintre puterea utilă  $P_u$  și puterea absorbită  $P$ :

$$\eta_g = \frac{P_u}{P} \quad (3)$$

Înlocuind  $P_u$  și  $P$  prin expresiile lor:

$$P_u = K_1 Q H_0 \text{ și } P = \frac{K_1 Q H_m}{\eta_p}, \text{ se obține:}$$

$$\eta_g = \eta_p \cdot \frac{H}{H_m} \quad (4)$$

Din relația (4) rezultă că pentru menținerea randamentului global la valori ridicate sunt necesare următoarele:

– să se reducă, pe cât posibil, diferența de presiune  $H_m - H_0$ , cunoscând că energia cheltuită pentru un debit dat în scopul ridicării presiunii peste presiunea necesară  $H_0$  reprezintă un consum inutil;

– să se prevadă grupuri de pompare cu randamente mari și să se regleze domeniile de funcționare a acestora în limitele unor randamente acceptabile.

### 7.2.3.2. Reglări cu regim discontinuu

În acest caz diferența de debit (între debitul „cerut” și cel „pompat”) poate fi compensată printr-un rezervor de echilibru, care se golește sau se umple, după cum debitul „cerut” este superior sau inferior debitului „pompat”. Tipurile curente de reglări vor fi prezentate în continuare.

#### Reglarea cu rezervor deschis – soluția clasică.

Acest tip de reglaj folosește un rezervor cu nivel liber legat în paralel cu conducta de refulare a Stpp (fig. 7.14).

Principiul este următorul: agregatele funcționează automat (comandate de relee de nivel), în limita a două niveluri de apă în rezervor, cu un număr limitat de porniri și opriri pe oră. Declanșarea sau anclanșarea agregatelor se face în scară, în funcție de oscilația nivelului apei în rezervor, oscilație care este corelată cu regimul de funcționare din rețea.

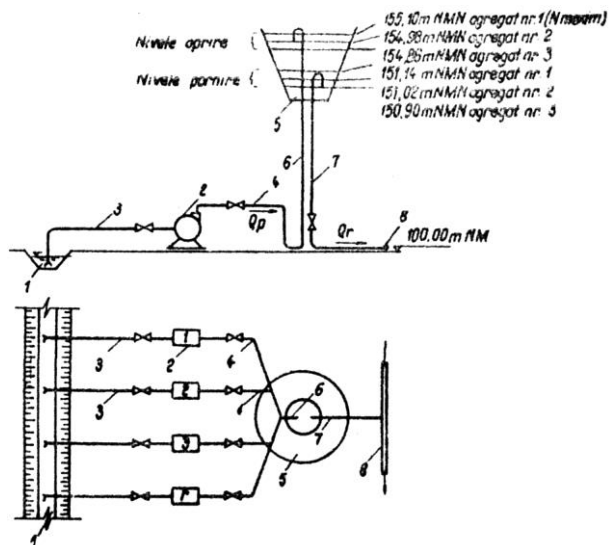
Soluția conduce la un randament excelent, prin alegerea unui domeniu de reglaj  $\Delta H$  relativ mic, grație unui reperaj precis al nivelelor și funcționării pe o plajă de randament optim al pompei.

**Amplasarea rezervoarelor de echilibru** (fig. 7.15) poate fi fie lângă Stpp și atunci sunt de tipul castelelor (turnuri) de apă supraînălțate, fie în locuri mai mult sau mai puțin distanțate (de Stpp), care, prin altitudinile superioare (față de Stpp), permit reducerea înălțimii castelului de apă și chiar amplasarea cuvei rezervorului la nivelul terenului.

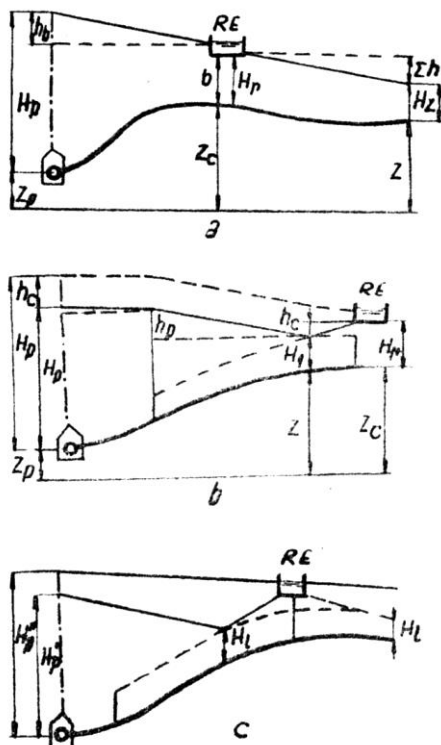
Când orografia terenului nu permite montarea rezervorului la suprafața solului, se recomandă [17] soluția cu castel de apă, atunci când debitul maxim de pompare este relativ ridicat (circa 1.000 l/s și mai mult)



și când presiunea de refulare nu impune o supraînălțare a rezervorului mai mare de 50-54 m [38], care ar conduce la construcții prea costisitoare.



**Fig. 7.14.** Exemplet de schemă SPP echipată cu 3 + 1 grupuri (r) 3 B - 200x28, reglată cu rezervor de echilibru (castel), având  $V_{util} = 350 \text{ m}^3$  și  $V_{rezerva} = 100 \text{ m}^3$ ; 1 - canal de distribuție; 2 - agregat de pompare; 3 - conductă de aspirație; 4 - conductă de refulare; 5 - rezervor de echilibru; 6 - conductă sosire; 7 - conductă plecare; S - conductă principală.



**Fig. 7.15.** Schema amplasării rezervoarelor față de rețeaua de distribuție: a - rețeaua de distribuție cu rezervor de trecere; b - rețeaua de distribuție cu contrarezervor; c - rețeaua de distribuție cu rezervor intermediar; RE - rezervor de echilibru.

Nivelul apei din rezervor comandă reglarea stației de pompare. Nivelurile de oprire și de pornire ale fiecărui grup sunt eșalonate, respectiv la partea superioară și la partea inferioară a rezervorului, cu un suficient decalaj pentru a preîntâmpina funcționarea necorespunzătoare. Pentru a beneficia de economiile tarifare realizate prin pomparea în orele de minim al curbei de sarcină a furnizării de curent, se poate instala un programator orar, care neutralizează reglarea normală în timpul orelor de vârf și care este reglat astfel ca rezervorul să fie totdeauna plin la începutul perioadei (orelor) de vârf.

Dacă detectarea nivelului din rezervor este asigurată cu suficientă precizie printr-un flotor sensibil, comenzile diferă după modul de semnalizare și transmitere la stația de pompare a poziției flotorului:

- fie că flotorul comandă un contactor care produce în mod selectiv *semnale transmise prin contacte directe* la Stp, și anume câte două fire pe grup (pentru conectare și deconectare); acest sistem este simplu și precis (precizia fiind legată de economia de pompare), dar la distanță de câțiva kilometri cablul electric de transmisie devine neeconomic și, mai mult, capacitatea și rezistența sa riscă să cauzeze perturbații în releul de recepție a semnalelor;

- fie folosind același selector cu contacte, însă fiecare contact determinând un *semnal de frecvență selectivă*, transmis la stație printr-o pereche de fire telefonice sau prin radio; acest sistem este sigur și precis, chiar dacă rezervorul este foarte depărtat de stație, dar considerat ca fiind relativ scump;

- fie că flotorul comandă un potențiomtru care produce un *curent electric proporțional* cu poziția nivelului; un cablu cu doi conductori este suficient pentru a transmite curentul la stație. Acest sistem este simplu și ieftin, fiind acceptabil chiar pentru distanțe mari (până la 20 km) între rezervor și stație, cu condiția să nu fie decât puține grupuri de pompare.

Peste 20 km și mai ales când sunt grupuri numeroase, efectul rezistenței de scurgere afectează transmiterea semnalelor. Trebuie notat de asemenea că transformarea nivelului detectat nu este precisă și implică necesitatea ca diferitele niveluri de anclanșare (conectare) să fie mult distanțate, ceea ce conduce la un rezervor important, dacă pompele sunt numeroase. În schimb, acest sistem permite telemăsurarea nivelului din rezervor, fără aparataj suplimentar.

**Funcționarea și volumul rezervoarelor.** Funcționarea are un caracter periodic, adică este ciclică.

Durata ciclului  $T_c$  depinde de volumul rezervorului și debitul mediu  $q_m$  al grupului de pompare în funcțiune (între cele două valori extreme ale presiunii). Dacă o pompă funcționează între două presiuni  $H_0$  și  $H_0 + \Delta H$ , debitează un debit mediu dat de relația

Valibouse [38]:

$$q_m = \frac{2}{3} \frac{q_1^2 + q_1 q_2 + q_2^2}{q_1 + q_2} \quad (5)$$

în care  $q_1$  și  $q_2$  sunt, respectiv, debitele corespunzătoare celor două presiuni indicate.

Dacă funcționarea în comun a „ $n$ ” grupuri identice reușește să satisfacă „cererea” de debit  $Q$ , iar „ $n+1$ ” grupuri livrează un debit care depășește „cererea”, durata ciclului de lucru a rezervorului va depinde de volumul  $V_u$  al rezervorului, prin relația:

$$T_c = V_u \left( \underbrace{\frac{1}{Q - nq_m}}_{\substack{\text{golirea} \\ \text{declanșarea} \\ \text{la presiune} \\ \text{maximă}}} + \underbrace{\frac{1}{(n+1)q_m - Q}}_{\substack{\text{umplerea} \\ \text{anclanșarea} \\ \text{la presiune} \\ \text{minimă}}} \right) \quad (6)$$

în care  $Q$  este valoarea „cererii”.

Valoarea minimă  $T_0$  a ciclului se obține pentru un debit „cerut”:

$$Q = \frac{2n+1}{2} q_m \quad (7)$$

Această valoare a debitului  $Q$  conduce la un volum util minim:

$$V_u = \frac{T_0 \cdot q_m}{4} \quad (8)$$

Deci, în cazul rezervoarelor cu nivel liber, volumul util  $V_u$ , pentru un interval minim acceptabil  $T$ , trebuie să satisfacă relația:

$$V_u \geq \frac{T \cdot q_m}{4} \quad (9)$$

Dacă reglarea se face cu hidrofor, volumul cuvei se determină din legea Boyle-Mariotte, aplicată între cele două nivele extreme, corespunzătoare presiunilor extreme la care se face anclanșarea ( $H_1$ ) și declanșarea ( $H_2$ ) pompelor ce debitează în el. Pentru ca hidroforul să nu se dezamorseze, trebuie să se mențină în el neatinș un volum de apă de înălțime  $h_a$  (fig. 7.16).

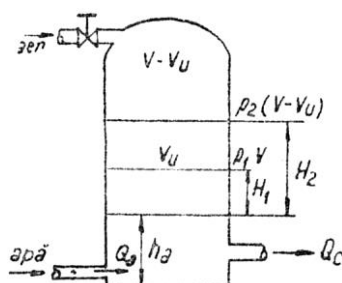


Fig. 7.16. Schema de principiu a hidroforului.

Scriem legea Boyle-Mariotte:

$$(H_1 + h_a)V = (H_2 + h_a)(V - V_u)$$

sau

$$V = \frac{H_2 - h_a}{H_2 - H_1} V_u \quad (10)$$

Dacă se înlocuiește  $V_u$  cu expresia sa și notând  $H_2 - H_1 = \Delta H$ , vom avea:

$$V \geq \frac{H_1 - h_a}{\Delta H} \frac{t \cdot q_m}{4} \quad (11)$$

După cum s-a arătat anterior, un bun randament global presupune micșorarea diferenței  $\Delta H$ , ceea ce atrage un volum exagerat al hidroforului.

Deoarece nici  $T$  nu poate fi micșorat dincolo de o valoare care ar compromite funcționarea rațională, singura mărime care poate fi modificată în limite mai largi este  $q_m$ . Această modificare se face fie prin mărirea numărului de pompe în funcțiune, fie prin alegerea unor pompe cu caracteristici care se intercalează bine în formele de funcționare discontinuă.

**Reglarea manometrică simplă și alte tipuri de reglări.** Acest tip de reglaj are ca principiu reperajul, prin manostate, al presiunilor variabile într-un rezervor cu aer comprimat. El diferă total ca mod de amplasare și de utilizare față de primele (rezervoarele deschise). Astfel este situat lângă stația de pompare, iar utilizarea acestor rezervoare se face după variațiile mărimilor detectate – nivel, presiune, debit – variații care traduc o diferență între „cererea” rețelei și „oferta” stației.

Reglarea manometrică simplă se bazează pe reperarea presiunii în recipient prin manostate (regulator manometric de presiune); la fiecare pompă corespunde o presiune joasă de anclanșare (conectare) și o presiune înaltă de declanșare (deconectare); aceste presiuni fiind decalate de la o pompă la alta, permite ca punerea în funcțiune sau oprirea (pompelor) să se realizeze într-o ordine prestabilită.

Pentru rațiuni de comoditate în exploatare, se adoptă pompe cu caracteristici identice; fiecareia îi este asociat un manostat, al cărui reglaj fixează plaja de funcționare, determinând domeniile individuale  $AB$ ,  $CD$  și  $EF$  (fig. 7.17) [38].

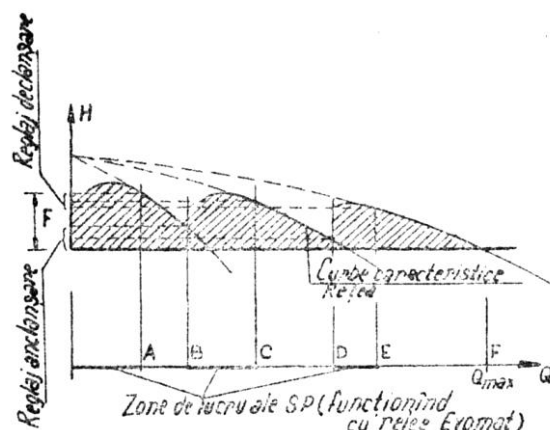


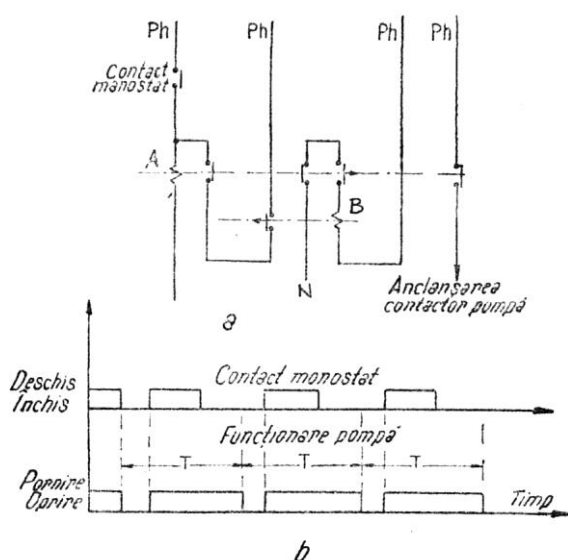
Fig. 7.17. Diagrama de funcționare în reglarea manometrică simplă cu relee Evomat.

Diferența de presiune ( $H_A - H_F$ ) definește intervalul global al instalației.

Valorile de reglaj ale manostatelor sunt evident decalate de la un grup la altul, pentru a evita funcționarea nepotrivită a instalației în vecinătatea presiunilor de reglaj.

Volumul recipientului poate să fie redus în mod sensibil, cu prețul pierderilor suplimentare de energie, prin adăugarea unui dispozitiv de temporizare, care fixează un prag în răstimpul ce separă două deconectări succesive ale aceleiași pompe.

Pentru a micșora frecvența demarajelor, constructorul austriac Vögel a introdus o modificare a schemei de comandă a pompelor, prin punerea în serie a contactului manostatului cu două relee temporizante (fig. 7.18, a). Prin acest artificiu se realizează un ciclu de funcționare a pompelor cu o durată mai mare (după cum rezultă din „diagrama de funcționare în timp” – fig. 7.18, b), ca aceea la care este dimensionat rezervorul [38].



**Fig. 7.18.** Schema reglării manometrice cu releu Evomat: a – schema de funcționare a releului Evomat; b – diagrama de funcționare în timp.

Rezultă că intervalul dintre două opriri succesive va fi întotdeauna superior sau egal timpului de reglaj ales, iar frecvența maximă a grupului nu va mai fi determinată de volumul recipientului, ci de releul Evomat.

Se poate reduce astfel volumul recipientului cu 1/3–1/4 din volumul necesar, fără inconveniente în funcționare.

Apare totuși o înrăutățire a randamentului global la debite mici. Însăși reglarea manometrică este un inconvenient al acestei scheme, datorită sensibilității reduse a manostatelor.

Variațiile minime sesizate de acestea sunt de circa 300 m bari, așa că în cazul unei Stpp cu multe

pompe, aceste variații însumându-se pot da valori mari, de până la 3 bari și, ca urmare, un randament slab.

Această schemă se pretează la Stpp de mică putere, cu nu mai mult de trei grupuri.

Soluția reglării manometrice, deși simplă, sigură, puțin costisitoare ca instalație și întreținere, se rezervă, în tehnica mondială, numai pentru stațiile de capacitate mică, al căror număr de grupuri nu este mai mare de trei [17]. Aceasta se datorează faptului că slaba sensibilitate a manostatelor obligă la creșteri inutile de presiune, inconvenient ce este cu atât mai mare cu cât numărul de pompe este mai ridicat.

Se poate suprima creșterea (suplimentarea) presiunii datorată reglării precedente, adăugând la parametrul presiune detectată prin manostat un parametru – debit, care permite aservirea funcționării pompelor la cererea rețelei.

Acest dispozitiv, simplu și ieftin, asigură extinderea reglării manometrice la instalații importante, însă utilizarea sa în rețelele de irigații necesită punerea la punct a tehnologiei, deoarece aparatajul existent nu este nici fidel nici precis și suportă cu dificultate presiunile obișnuite în rețelele de irigații [17].

Adăugarea unui debitmetru pus în sarcină prin jocul releelor de temporizare, de pregătire a pompelor chemate să funcționeze pentru debitul detectat, permite reducerea la două a numărului de manostate și face să funcționeze toate pompele între aceeași presiune joasă (de bază) și aceeași presiune înaltă, adică fără decalaj al presiunilor de reglare specifice grupurilor. Acest procedeu aduce o economie de energie suplimentară și înscrie un evident progres în raport cu precedentele.

Pe lângă tipurile de reglări cu regim discontinuu enumerate și întrebuințate cu frecvență mai mare, se mai pot enumera [37]:

- reglarea manometrică compensată prin debit (procedeu Jeumont-Vögel),
- reglarea la diferență constantă și temporizare (procedeu Serea-KSB),
- reglarea prin manostat și debitmetru asociat (procedeu CdC).

Tipul de reglare clasică, cu rezervor cu nivel liber (castel), prezentând soluția cu cele mai mari avantaje pentru tehnica irigației, din punct de vedere al siguranței în funcționare, se vor analiza în continuare unele cazuri concrete, din care se vor desprinde caracteristicile tehnice și funcționale ale rezervoarelor – castel.

### 7.2.3.3. Reglări cu regim continuu

Pentru reglările cu regim continuu [17, 38], pompele pot satisface, fără rezervor de reglare, întregul debit cerut de rețeaua de distribuție. Pomparea, în regim continuu, implică ca la fiecare debit cerut să corespundă un regim determinat al ansamblului pompelor.

Se diferențiază două procedee care permit utilizarea acestui tip de pompare:

1) Cu grupuri folosite în mod curent (cu motoare cu turație fixă), însă cu ajutorul unei *reglări pur debitmetrice* (fig. 7.19). Debitmetrul provoacă deconectarea și conectarea fiecărei pompe atunci când debitul atinge o valoare care corespunde unei schimbări a numărului de pompe în funcțiune. Pentru a se menține rețeaua de distribuție în sarcină la debite mici este necesar să se prevadă un grup de demaraj, care să funcționeze cu reglare manometrică simplă pe un rezervor.

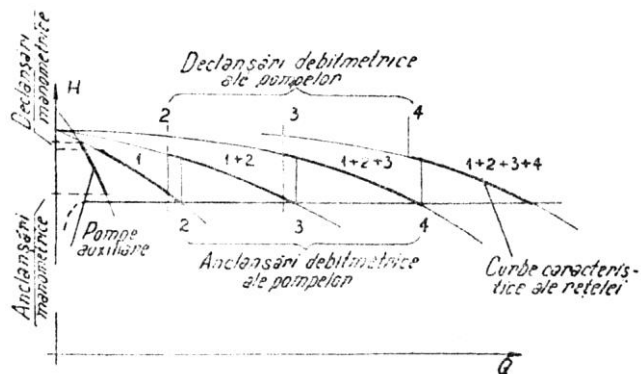


Fig. 7.19. Reglarea debitmetrică

Precizia și eficacitatea acestui tip de reglare depinde de calitatea dispozitivului debitmetric; în prezent există numeroase soluții bazate fie pe principiul *Venturi* (fig. 7.20), care însă cer aparate scumpe, fie pe întrebuințarea *moriștilor* sau pe întrebuințarea *sondelor electromagnetice*, recomandabile în special dacă apele sunt încărcate cu aluviuni.

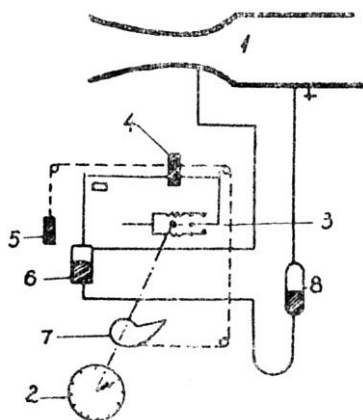


Fig. 7.20. Schema debitmetrului Rittmeyer: 1 – tub Venturi; 2 – indicator de debit; 3 – servomotor de revenire; 4 – cursor de echilibrare; 5 – contragreutate; 6 – vas fix; 7 – cameră de extragere a rădăcinii pătrate; 8 – vas mobil.

2) Cu grupuri cu viteze variabile, care permit deplasarea domeniului de funcționare către regimul debitului cerut și ajustarea presiunii de refulare la aceea a rețelei. Acest procedeu de reglare este suplu și permite minimalizarea pierderilor de energie prin excedent de presiune, compensând astfel efectul mai mic al randa-

mentului mediu al grupurilor. El prezintă un interes crescând pentru beneficiari și se prevede [17] ca în viitorii ani să ocupe un loc important în stațiile de pompare pentru irigații. Problemele care reclamă rezolvare și considerate în prezent ca obstacole în extinderea acestui procedeu sunt legate de costul ridicat al motoarelor cu turație variabilă și al aparatajului lor de comandă (la motoare Diesel, la motoare electrice cu colector, la motoare asincrone).

#### 7.2.4. CARACTERISTICI TEHNICO-CONSTRUCTIVE ALE STAȚIILOR ȘI REZERVOARELOR-CASTELE DE APĂ PENTRU REȚELELE DE IRIGAȚII SUB PRESIUNE, FUNCȚIONÂND „LA CERERE”

Pentru marile stații de pompare, care alimentează întinse perimetre irigabile, lucrările de construcții se realizează pentru stadiul de echipare definitivă, achiziția și montajul grupurilor de pompare făcându-se pe măsura evoluției necesităților (fig. 7.21, a și 7.21, b).

Pentru suprafețe restrânse (de exemplu, ploturi de irigație), echipate cu rețele de mărime medie și mică, soluțiile prevăd ca o parte din echipament, dacă nu integral, chiar și transformatoarele, să se monteze în aer liber (v. în S.I. Sadova – Corabia) (fig. 7.22).

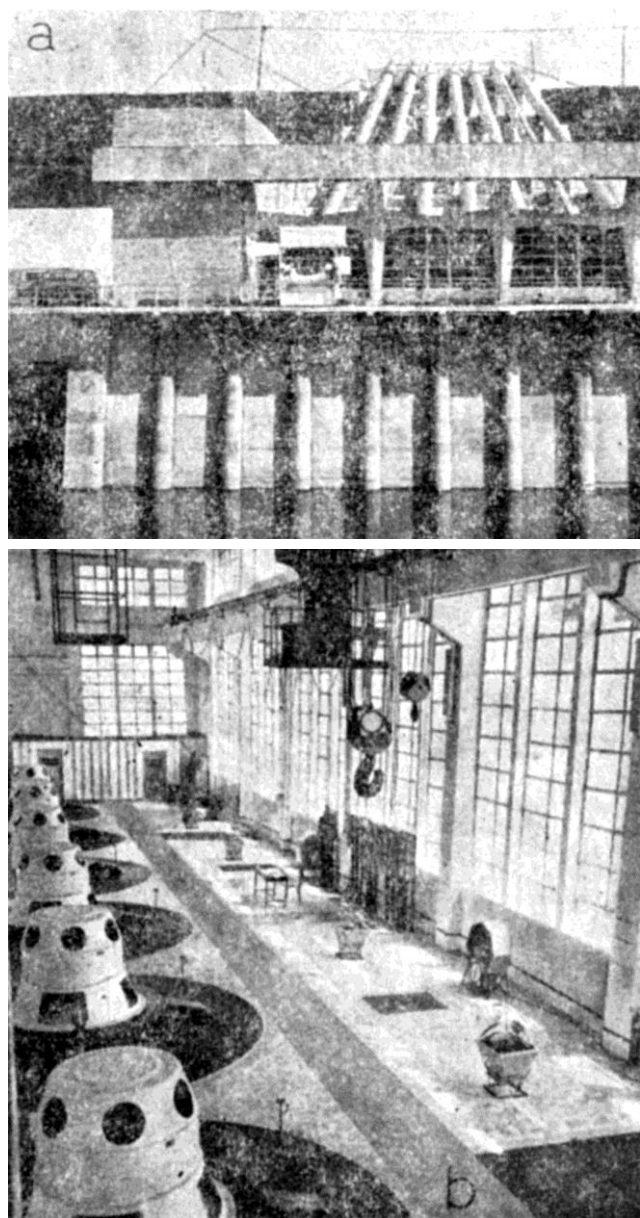
Această soluție permite posibilitatea extinderilor ulterioare și eșalonarea investițiilor. Cheltuielile de exploatare sunt mai ridicate în soluția a doua, mai ales iarna, când sunt necesare măsuri contra înghețului.

Pentru a proteja contra zgomotului locuințele din apropierea stației, se recomandă înconjurarea acestora cu ziduri, diguri și perdele de copaci.

La amenajări mici, se poate recurge la stații plutitoare, cu economii de investiții și economie de energie în exploatare, la niveluri crescute ale sursei de apă.

Castelele de apă se construiesc din beton armat, beton precomprimat sau metal, cu forme arhitecturale variate. Pentru înălțimi de 30-40 m și capacități sub 1.000 m<sup>3</sup>, costul rezervoarelor din diferite materiale este de același ordin de mărime. Betonul e mai economic pentru capacități peste 1.000 m<sup>3</sup>, iar betonul precomprimat pentru capacități foarte mari, peste 5.000 m<sup>3</sup>.

Rezervoarele de mare capacitate, destinate să asigure în afara reglării pompelor și o compensare cel puțin zilnică, sunt construite la nivelul solului (v. S.I. Cheliff – Algeria, capitolul 4). Ele se fac fie prin bararea unui talveg natural, după tehnica barajelor colinare, fie prin construirea unei cuve artificiale, cu ajutorul terasamentelor etanșate cu bentonită, argilă, peliculă de material plastic armat sau nearmat, dale de beton, strat de bitum sau chiar șapă din cauciuc butyl.



**Fig. 7.21.** Stație principală de bază în S.I. Calafat – Băilești (a) și stație de pompare (interior), în cadrul S.I. Gălățui – Călărași (b) ( $S_i = 83.000$  ha).



**Fig. 7.22.** S.P.P. pentru servirea unui plot (sector sub presiune) în S.I. Sadova – Corabia

Ca *instalații-anexe* la stația de pompare se remarcă: *grătarele și sitele*, cu rolul de a opri materialele aluvionare, vegetația acvatică și frunzele (ce se lipsesc pe sorburi) și care pot perturba funcționarea rețelilor. Grătarele adoptate în stațiile pentru irigații sunt relativ simple, cu comandă oleopneumatică. Sitele rotative, cu lanț și tambur, au cunoscut, de asemenea, mari progrese; pentru organele sensibile (site, galeți de rulment) se folosesc materiale inoxidabile, iar șarpantele se protejează prin metalizare și vopsire.

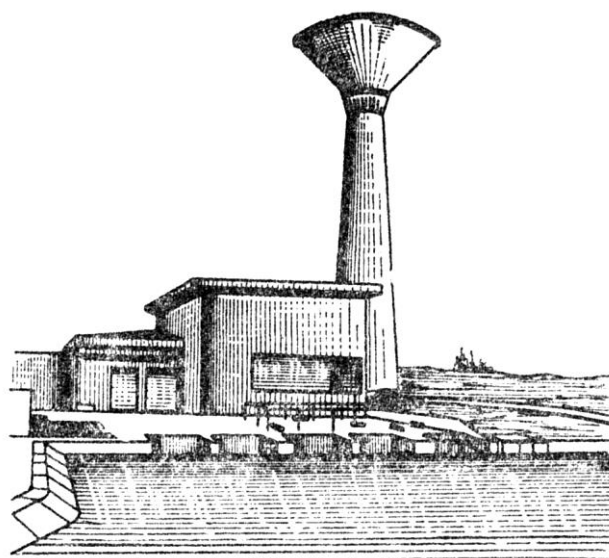
Exploatarea acestor dispozitive include și punerea lor în funcțiune chiar în perioada când nu este nevoie de curățirea apei, pentru a se evita coroziunea la nivelul apei. În acest, scop, stațiile pot fi prevăzute cu ceasuri speciale, pentru a comanda aceste mișcări.

În proiectarea R.D. trebuie să se acorde atenția necesară amplasării adecvate a echipamentului pompe – grătare – site, pentru prevenirea colmatării rețelilor de conducte și a aparatului anex.

Într-o serie de țări ale Europei se bucură de o extindere apreciabilă tipurile de rețele de distribuție ce servesc blocuri (ploturi) cu suprafețe de câteva mii ha, având în componență: stația de pompare cu grătare și site, rezervoare în aer liber, rețeaua de conducte cu funcționare la „cerere”.

În cele ce urmează se vor face exemplificări, adecvate problemelor tratate în acest capitol, din tehnica franceză (S.I. Bas-Rhône-Languedoc [8]) și tehnica spaniolă (S.I. Montijo-Badajoz).

În S.I. Bas-Rhône-Languedoc s-a generalizat soluția R în aer liber, pe turn (fig. 7.23). Suprafața perimetrului irigabil de 250.000 ha este divizată în subansamble de 30.000 până la 40.000 ha, iar acestea subdivizate în sectoare de presiune sau blocuri ce variază între 2.000 și 6.000 ha.



**Fig. 7.23.** Stație de punere sub presiune cu rezervor de echilibru în sistemul de irigații Rhône-Languedoc.

Irigarea fiecărui bloc este asigurată printr-o stație de pompare, destinată a pune sub presiune o rețea de irigație prin aspersiune, cu funcționare la „cerere”. Această stație Stpp este instalată la marginea canalului (principal sau secundar) și foarte rar la marginea unui curs de apă.

Ca regulă generală, la fiecare etaj de pompare al unei stații este asociat un rezervor de echilibru  $R$ , cu suprafața liberă, care asigură reglarea presiunii în rețea (fig. 7.23). Cota  $R$  se stabilește astfel ca în amonte de fiecare priză de apă sub presiune (bornă de irigație) să se asigure o presiune de minimum 4 at.

**Stația de punere sub presiune (Stpp).** Funcționarea Stpp este în întregime automată, fără personal. Eventualele defecțiuni sunt semnalate în stația respectivă și retransmise la postul central de control, unde se găsește personal permanent de supraveghere, care asigură (prin vizite regulate sau la sesizare) întreținerea Stpp.

În timpul lunilor de vârf pentru irigații (iunie, iulie, august), debitul de vârf se asigură continuu (24 ore din 24). În perioada octombrie-februarie, Stpp asigură menținerea presiunii în rețele și servicii reduse (în special apă pentru folosințe gospodărești), cu ajutorul unui „grup de iarnă” de debit redus (380 volți).

În funcție de configurația topografică a sectorului de irigat, Stpp comportă unul sau două etaje de refulare.

Echipamentul hidraulic și electromecanic este constituit din:

– *grătare și site*. La intrarea în Stpp, apa suferă o filtrare mecanică medie; tamburul rotativ este prevăzut cu site cu ochiuri de 2 mm x 2 mm.

În S.I. Montijo – Spania ( $S_i = 3.044$  ha;  $S_{parcelă} \sim 5$  ha;  $q_c = 0,75$  l/s/ha;  $L_{CT} = 25.070$  m cu  $D_n = 500-900$  mm;  $H_s = 3,3$  at), apa luată din Canalul Montijo (fig.

7.24), printr-o priză echipată cu o vană de nivel constant, este preluată de Stpp ( $Q = 2.300$  l/s;  $H_p = 80$  m;  $P = 3.240$  HP cu 6+1 grupuri pompare), după ce a fost în prealabil curățată (fig. 7.25) [37]. Sistemul de irigație este prevăzut cu un rezervor de echilibru  $R$  tip castel de apă. Deci, centrul prizei și punere sub presiune al S.I. Montijo este format din: aducțiune gravitațională din canal deschis, cu reglare hidraulică, stație de curățire mecanică, Stpp, rezervor de echilibru (fig. 7.25) [37];

– *grupuri de pompare*. Acestea sunt formate din pompe și motoare, diferind după tipul stației. Pompele pot fi cu ax orizontal (fig. 7.26) sub sarcină, sau cu ax vertical (v. fig. 7.21,  $b$  și 22).

În S.I. Rhone-Languedoc, pompele sunt calate astfel ca să poată demara și să funcționeze continuu, fără instalații de amorsare, fără pericol de dezamorsare sau de cavitație. Motoarele sunt alimentate în curent alternativ 50 Hz, sub o tensiune de 380 V pentru motoarele de putere mică și de 5.500 V pentru motoarele de putere mare (putere superioară la 400 kW). Demarajul motoarelor, pentru puteri ce nu depășesc 1.000 kW, se face direct pe rețeaua EDF (Departamentul de electricitate al Franței).

Pompele sunt antrenate direct de către motoare, fără reducății de turație.

– *protecția contra loviturii de berbec*. Pentru protejarea conductelor de refulare (între Stpp și rezervorul de reglare) contra fenomenelor de lovituri de berbec se prevăd rezervoare de aer-apă, amplasate în interiorul stației. Aerul din aceste rezervoare este regenerat automat prin compresoare, funcționând sub controlul nivelurilor de apă din interiorul rezervorului. Aceste rezervoare de protecție sunt calculate pentru a limita suprapresiunea maximă la 2,5 at (în orice secțiune a conductei de refulare) și de a evita depresiunile în rețea;

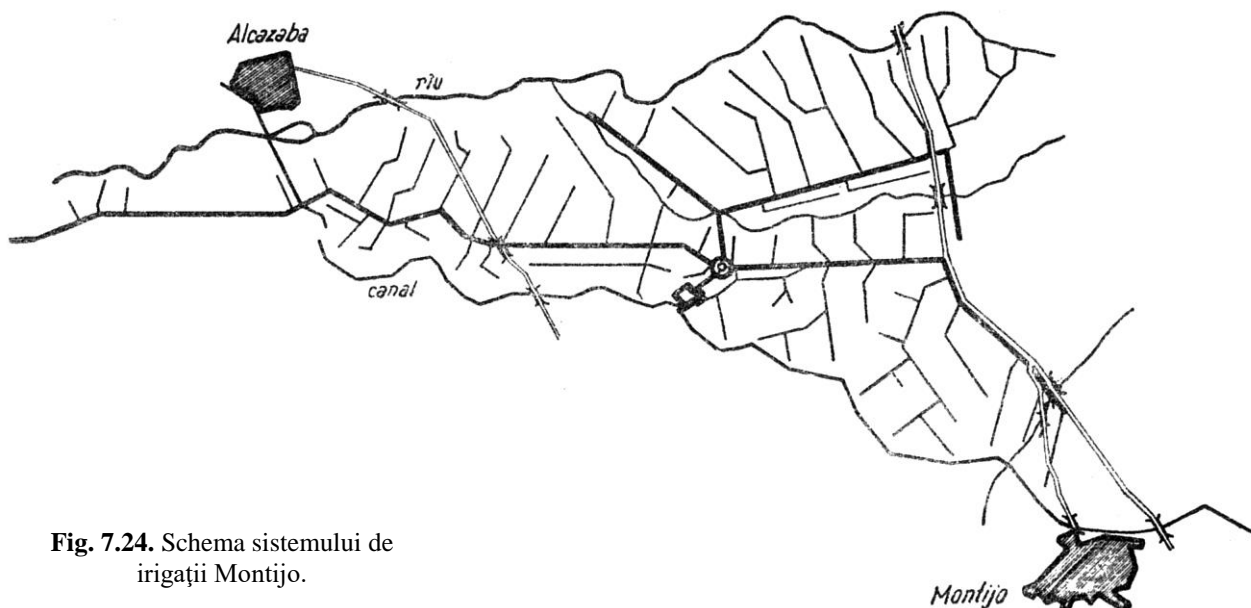


Fig. 7.24. Schema sistemului de irigație Montijo.



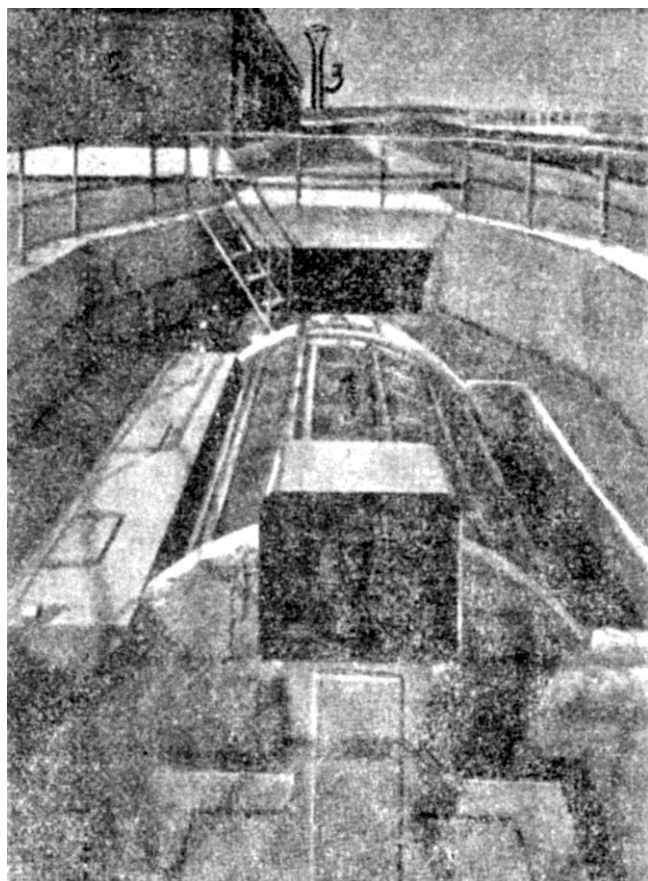


Fig. 7.25. Centrul de priză a sistemului de irigație Montijo;  
1 – sită rotativă; 2 – Stpp; 3 – rezervor de echilibru.

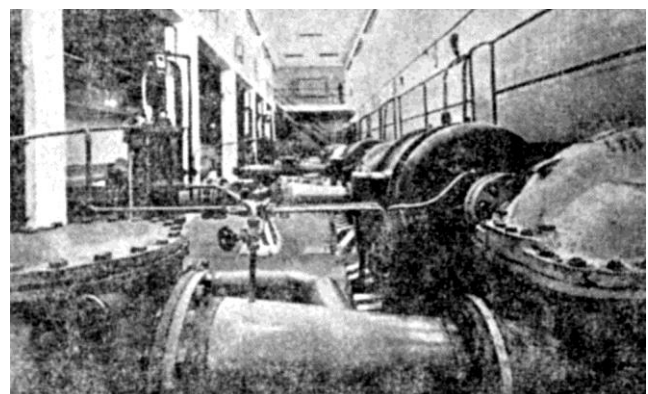


Fig. 7.26. Stația de pompare Montijo cu 6 + 1 pompe ( $Q = 2.300 \text{ l/s}$ ;  $H = 80 \text{ m}$ ;  $P = 3.240 \text{ CP}$ ).

– *controlul nivelurilor de aspirație al pompelor.* Cu ajutorul unor selectoare de nivel, în bașa de aspirație a pompelor, se poate cunoaște poziția nivelului, precum și declanșarea alarmei în caz de nivel de apă prea scăzut;

– *rezervor de reglare.* Este echipat cu: selector de nivel cu un număr suficient de contacte pentru comanda automată a pompelor și pentru alarme (nivel prea ridicat, nivel prea scăzut), priză cu contact de mercur sau electrod pentru dublarea nivelurilor de alarmă ale selectorului de niveluri, teleindicator de nivel;

– *instalația de ventilație.* Aceasta este capabilă să mențină temperatura din sala motoarelor la o valoare care nu trebuie să depășească cu mai mult de  $5^{\circ}\text{C}$  temperatura mediului exterior (în condițiile Rhône-Languedoc, temperatura maximă fiind  $40^{\circ}\text{C}$ );

– *podul rulant.* Este obligatoriu în orice sală a motoarelor Stpp; el asigură transportarea motoarelor și scoaterea pompelor;

– *drenajul.* Format din drenuri sau rigole care colectează apele de infiltrație pentru protejarea sălii pompelor; evacuarea apei din drenaj se face în exterior, printr-o pompă de drenaj.

Echipamentul electric cuprinde elementele pentru:

– *alimentarea cu energie electrică.* Stpp sunt alimentate din rețeaua națională (EDF) sub o tensiune de 15 sau 20 kV. Fiecare stație este echipată cu un post transformator; stațiile cu grupuri sub tensiunea de 5,5 kV sunt în general echipate cu două transformatoare identice de tensiune secundară 5,5 kV și un transformator al auxiliarelor de tensiune secundară 380 V;

– *funcționarea grupurilor de pompare,* cu protecția și comanda (comutator cu trei poziții pentru oprirea, pornirea manuală și automată; relee de protecția motoarelor – încălzire, demaraje prea frecvente, inversarea fazelor, dezamorsarea pompelor);

– *automatizarea funcționării.* La toate variațiile de debit „cerute” prin rețeaua de irigație răspunde automat ansamblul format din rezervor și etajul de pompare care-i este afectat, prin pornirea și oprirea succesivă a grupurilor, fiecare din acestea funcționând „total” sau „deloc”, fără reglaj de debit.

Ordinele de pornire și oprire ale grupurilor sunt date prin nivelurile de apă din rezervor, fiecărui grup fiindu-i afectat nivelul de pornire și nivelul de oprire. Un comutator cu mai multe poziții permite să se permute ordinea de atribuire a nivelurilor între grupurile de pompare și determină astfel ordinea de prioritate a pornirii.

Automatizarea este completată cu un comutator ce limitează grupurile autorizate să funcționeze simultan (limită de putere) și cu un programator orar care limitează consumul de energie în timpul orelor de vârf.

Volumul de rezervă în rezervorul tampon pe refulare permite compensarea în orice moment a diferenței între debitul pompat și debitul absorbit în aval pe rețea;

– *deservirile auxiliare.* Acestea cuprind: echipamentul de filtrare, motoare de 380 volți (grupuri pompare de iarnă), pompe de asanare-drenaje; compresoarele dispozitivului anti-șoc, iluminatul și încălzitul, postul de furnizare a curentului continuu (sistem redresor-baterie) care alimentează circuitele de comandă și control, circuitele de telecomandă și telesemnalizare,

iluminatul de siguranță al stației;

– *telesemnalizarea*. Stațiile de punere sub presiune aflate în cadrul unui subansamblu irigabil (30-40.000 ha, în S.I. Rhône-Languedoc) sunt atașate (legate) unui centru de exploatare, fie prin cablu de telecomandă, fie prin radio. Această teletransmisie cuprinde telecomanda de la centru a celor două disjunctoare de 15 kV de protecție a transformatorilor de putere și următoarele telesemnalizări: a alarmelor generale a defecțiunilor regrupate pe același canal, lipsa de tensiune pe auxiliarele alternative, lipsa de tensiune pe auxiliarele continue, deranjament la motoare, nivel de aspirație prea coborât, nivel prea ridicat sau prea coborât în rezervorul de etaj 1, nivel prea ridicat sau prea coborât în rezervorul de etaj 2, eventual, semnalizarea mersului grupurilor de pompare.

**Rezervorul de punere sub presiune (R).** În funcție de orografia terenului din vecinătatea stațiilor de pompare, rezervoarele pot fi amplasate: pe sol, îngropate, pe turn (castel). Ultimele au cea mai mare răspândire în S.I. Rhône-Languedoc (fig. 7.27) [8].

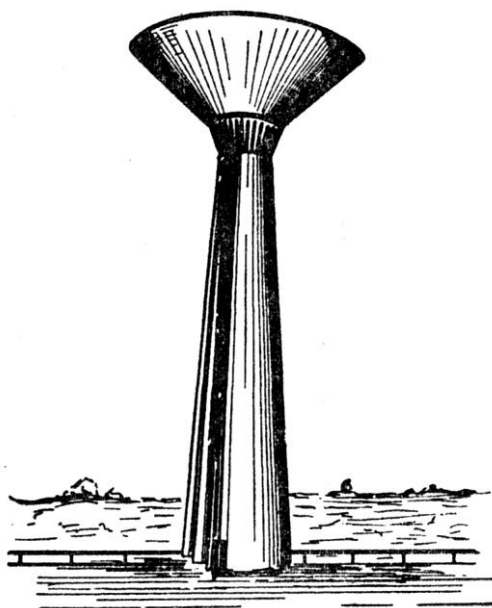


Fig. 7.27. Rezervor de punere sub presiune în S.I. Rhône-Languedoc.

Forma rezervoarelor este destul de estetică: un turn tronconic, cu baza mare la sol, cuva de asemenea tronconică, dar invers, este sprijinită pe un brâu de colonade. R este dispus în general în derivație pe rețea, în apropierea stației de pompare. Volumul util al cuvei corespunde cu volumul pompat în timp de 20 minute prin pompa în funcțiune, aceasta pentru a se evita demarajele prea frecvente ale pompelor care uzează prematur motoarele. În cuvă, acest volum de apă se află cuprins între două niveluri, unul inferior care dacă este utilizat (fără voie) la punerea în funcțiune a tuturor pompelor stației, indică prezența unei avarii pe rețea și

provoacă oprirea ansamblului pompelor și altul (nivel) superior, care constituie o rezervă de siguranță înainte de a atinge nivelul de preaplin al rezervorului.

*Echipamentul rezervorului* cuprinde:

– conducta centrală, care are același diametru cu conducta de aducțiune, bransată direct printr-un teu pe conducta ce pornește de la Stpp; conducta servește la circulația apei în cele două sensuri;

~ conducta de preaplin, terminată printr-o pâlnie progresivă cu un diametru de aproximativ 2,60 m. Debitul ce se descarcă eventual prin preaplin trece printr-un uvrăj dissipator de energie înainte de a se evacua printr-un canal;

– o conductă centrală-turn, prevăzută cu o scară, traversează (vertical) cuva astfel ca să permită accesul unei pasarele, situată deasupra celor mai ridicate niveluri ale apei. La nivelul acestei pasarele sunt dispuse patru tuburi metalice pentru cerințele telecomenzii stațiilor de pompare și ale teletransmisiei nivelurilor de apă din cuvă.

– scara prevăzută cu paliere de odihnă, care străbate în interior turnul, de la sol și până la platforma superioară.

*Caracteristici constructive* ale unor rezervoare normalizate<sup>1</sup> pentru tehnica irigației din Spania (Direcția generală a lucrărilor hidraulice din Ministerul Lucrărilor Publice) [38].

Pentru limitarea cheltuielilor de investiții la valori rezonabile, normalizarea prevede:

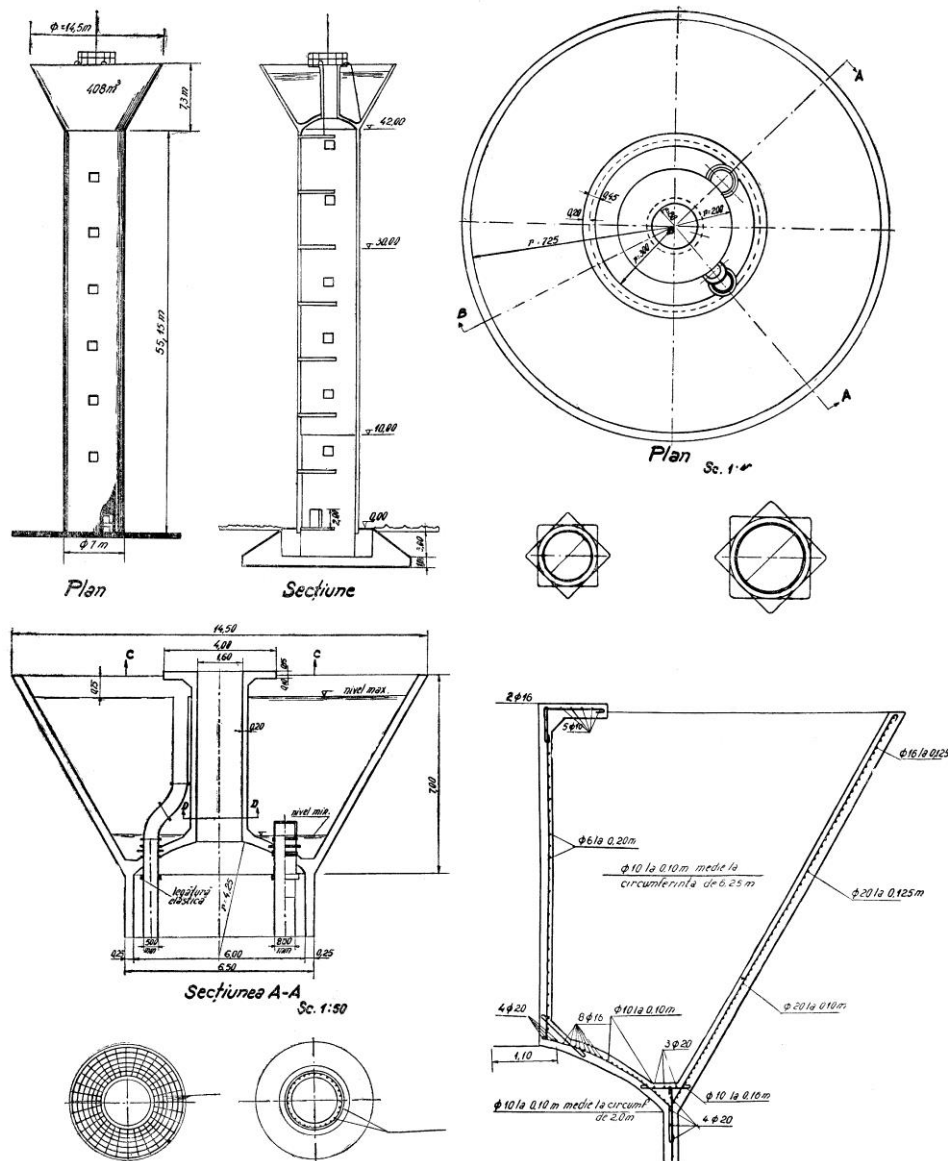
– înălțimea maximă a fundului cuvei să fie la 52 m de la suprafața pământului, iar capacitatea cuvei să ajungă până la 550 m<sup>3</sup>. Limitarea înălțimii asigură presiunile necesare în rețelele de conducte pentru aspersiune (circa 4 at amonte de prizele bornelor +12 m pierderi maxime de sarcină în conducte);

– turnul se construiește de tip cilindric, folosindu-se cofraje glisante. Caracteristicile tehnico-constructive ale acestor rezervoare pentru irigații sunt centralizate în planșa din figura 7.28 [38, 37];

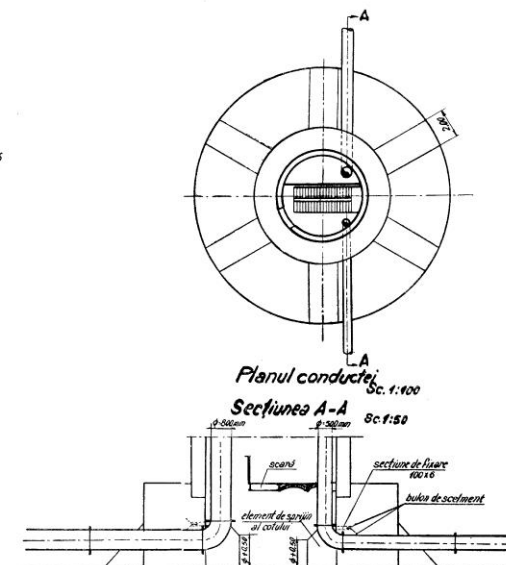
– castelul de apă normalizat cuprinde cele trei părți: fundația, turnul și cuva. Cuva, pentru toate tipurile, are forma unui trunchi de con inversat, sprijinit de o grindă circulară; fundul cuvei este un segment de calotă sferică. Dimensiunile acestor elemente sunt stabilite astfel încât rezultanta eforturilor transmise prin fundul și pereții cuvei pe turn să fie verticală. În același timp, fundul sferic al cuvei trebuie să fie supus la eforturi de compresiune, evitându-se fisurile periculoase pentru scurgerea apei. Fundul circular și pereții tronconici exteriori ai cuvei sunt din beton armat, cu o grosime de 25 cm (grosimea betonului este supradimensionată, în scopul diminuării riscurilor de infiltrație);

<sup>1</sup> Lucrare comunicată și acceptată la al 7-lea Congres internațional de irigații și drenaje – Mexic, 1969.





**Fig. 7.28.** Rezervor de echilibru (castel) tip pentru irigații: vederi, secțiuni, detalii.



– capacitatea cuvei variază într-o gamă de 200 m<sup>3</sup> până la 550 m<sup>3</sup>, care asigură deservirea tuturor suprafețelor posibile sub 4.500 ha. Se prevede la cuvă o siguranță (supraînălțare) de 75-90 cm, după tipul de rezervor, cu scopul de a evita debordarea apei la valurile formate de vânturi puternice sau la cutremurele de pământ, precum și pentru a servi drept cămin de punere sub presiune a conductelor de preaplin, în cazul unor pene ale mecanismelor automate de oprire a grupurilor de pompare;

– turnul castelului, cu 52 m înălțime, este cilindric, cu un diametru exterior constant de 5,50 la 7 m, după tipurile adoptate; este proiectat pentru a fi construit cu ajutorul cofrajelor glisante, dându-se structurii o consistență monolitică, grație betonării continue. Economia cu evitarea eșafodajului și reducerea timpului de construcție este remarcabilă, contribuind la generalizarea tehnologiei de execuție

Pentru stabilirea grosimii pereților turnului, în afara sarcinilor transmise de cuvă, se au în vedere și cele două grupe de aspecte: simplificarea construcției, care ar conduce spre grosimi constante și solicitările date de împingerea vântului și efectul seismic (dacă este cazul), care provoacă momente de încovoiere, ce fac să se adopte soluția unor grosimi variabile, pentru obținerea de economii de materiale.

Considerarea celor două puncte de vedere a condus la o soluție intermediară: menținerea unui diametru exterior constant și eșalonarea grosimilor pentru a se obține trei tronsoane care au, respectiv, 0,40 m, 0,35 m și 0,25 m.

Turnul este prevăzut cu 9 etaje, cu distanța normală între două etaje consecutive de 6 m. Etajele au rolul de platforme pentru odihnă, de montare a conductelor, depozitarea și aprovizionarea cu materiale. Suprasarcina prevăzută pentru calculele etajelor este de 1.000 kg/m<sup>2</sup> [36], fiind inclusă și scara (metalică) cu o lățime de 0,80 m, calculată pentru o sarcină de 800 kg/m de lungime. Construcția scării asigură locul pentru montarea conductelor și a ascensorului, care urcă până la etajul superior;

– legătura cuvei castelului cu Stpp și cu rețeaua de irigație se face printr-o singură conductă, care servește atât pentru ridicarea apei, cât și pentru coborâre (cazul I). În majoritatea cazurilor se preferă două conducte identice pentru separarea circuitelor (ridicare, coborâre) – cazul II (v. fig. 7.28).

Primul caz solicită mai puțin rezistența mecanică a calotei, în schimb prezintă dezavantajul că dacă vanele (la oprire) nu sunt totodată închise etanș, ansamblul rețelei se poate goli. În cazul al doilea trebuie ca debitul livrat prin grupurile de pompare să fie ridicat (prin conducta de ridicare), pentru ca apoi să fie coborât prin altă conductă, ceea ce obligă la creșterea diametrelor aces-

tora. Conducta de golire a preaplinului are un diametru de 500 mm, pentru a preveni revărsarea apei peste creasta cuvei, în caz de defecțiuni eventuale la sistemul automat de oprire al pompelor;

– tipul de fundație poate varia după o serie de criterii constructive, ca și după rezistența, terenului, care de obicei este destul de slabă în zonele irigabile, înregistrând (prin studii geotehnice) tasări ce pot ajunge la 4 cm [36], ceea ce este foarte mult pentru astfel de construcții. Normativul la care ne referim a adoptat un gen de fundație-pahar: pe o dală-radier din beton armat este construit un cilindru cu pereți groși, aceste două elemente rigidizate prin șase contraforți sprijină turnul castelului, descris mai sus;

– pentru calculul mecanic al structurii s-a considerat împingerea vântului (în kg/m<sup>2</sup>), rezultând din relația  $P=125+0,8 H$ ,  $H$  fiind înălțimea structurii (în m). S-a aplicat efectelor vântului un coeficient de reducere de 0,6, fiind dată forma secțiunii circulare.

Normativul castelelor la care se face referire nu include în calcul și efectele seismice care ar putea depăși 7 grade (scara Mercalli), nefiind cazul pentru marile zone irigabile din Spania. În cazul extinderii irigațiilor cu astfel de soluții (cu  $R$  de echilibru) în zone cu seisme superioare celor considerate (7 grade, pentru care se prevede o accelerație orizontală de 0,05 g) sunt necesare proiectări specifice, care să asigure stabilitatea structurii.

În proiectarea structurii se acordă mare atenție și studiului la flambaj, atât pentru ansamblul structurii, dar mai ales pentru problemele de flambaj local, cu toate că grosimea dată pereților (40-25 cm) asigură rezistența și la această solicitare.

Sarcinile maxime de compresiune obținute în betonul din turn (în special) se ridică la 50 kg/cm<sup>2</sup>, iar sarcinile maxime transmise terenurilor de fundație ating 1,2 kg/cm<sup>2</sup>. Turnul este supus, în cea mai mare parte a cazurilor, la o compresiune simplă și foarte rar la una compusă (în caz special, când solicitarea seismică coincide cu 50% din solicitarea maximă datorată vântului). Cu toată situația defavorabilă, nu se pun probleme, întrucât turnul are o armătură verticală corespunzătoare (v. fig. 7.28).

– punerea în operă a cuvei constituie una din cele mai dificile probleme. Soluția cea mai bună a fost găsită în construirea cuvei la suprafața terenului și ridicarea ei (cu cricurile cu care se ridică și cofrajele glisante) progresivă, odată cu ridicarea lucrărilor.

Această soluție conduce la limitarea grosimii pereților din beton armat ai cuvei la dimensiuni strict necesare, pentru a se reduce greutatea cuvei, au la alegerea unei cuve metalice; pentru aceasta, la majoritatea rezervoarelor cuvele au 350 m<sup>3</sup> volum apă.

### 7.3. REȚEAUA DE CONDUCTE ( $R_c$ )

Proiectarea rețelei propriu-zise implică rezolvarea problemelor legate de: 1) hidranții de irigație, (amplasamente, caracteristici tehnice și funcționale); 2) traseele rețelilor de conducte (trasee optime, în funcție de debite, presiuni, poziții geografice și altimetrice, organizarea și sistematizarea teritoriului ș.a.); 3) diametrele optim economice; 4) protecția rețelei. Toate acestea trebuie corelate cu necesitatea asigurării la „cerere” a apei de irigat pe parcele (v. capitolul 8) pe de o parte și cu capacitatea sursei (rețeaua de aducțiune-derivații) de a asigura „cererea” rețelei de distribuție, pe de altă parte.

#### 7.3.1. HIDRANȚII DE IRIGAȚIE ( $H_i$ ). SOLUȚII DE AMPLASARE, TIPURI ȘI CARACTERISTICI TEHNICE ȘI FUNCȚIONALE

Într-o rețea de distribuție, hidranții de irigație  $H_i$  ocupă o poziție centrală ca importanță, asigurând caracteristicile tehnice ale udării: debitul, presiunea, tehnica de udare și regimul de exploatare.

În procesul de proiectare se pot diferenția tratări diferite, ca ordine, cu privire la hidranți și conductele care transportă apa la hidranți, făcând deci legătura între acestea.

În tehnica irigației se pot diferenția două soluții de rezolvare a problemei:

**Soluția I ( $S_1$ ).** În condițiile agriculturii cu suprafețe mari irigate, fără delimitări parcelare, impuse de diferenți deținători, pe terenuri cu relief relativ plan, cu o sistematizare riguroasă a folosințelor (cu sectoare și parcele uniforme), rețeaua de conducte poate avea o repartizare uniformă (de tip rectangular) ca cea din S.I. „Sadova – Corabia” (v. fig. 7.53 – 7.57). În aceste condiții este important să se determine lungimile optime ale fiecărui tip (ordin de mărime) de conductă. Hidranții, în această soluție, vor avea de asemenea o repartizare uniformă pe teren (a se vedea subcapitolul 3.2 „traseele rețelilor”, în prima soluție) și vor rezulta ca o consecință a rețelei de conducte.

În **soluția I**, vanele hidrant se amplasează în lungul antenelor, la distanțe  $d_h$  egale, determinate de caracteristicile echipamentului de aspersiune (aripi aspersiune):  $d_h = n \times d_1$ ,  $n$  fiind numărul de poziții udare dintr-un hidrant, iar  $d_1$  – distanța dintre două poziții consecutive ale aripii. În prezent, distanța uzuală dintre hidranți  $d_h = 72$  m.

În cazul irigației prin scurgere la suprafață, vanele hidrant se înlocuiesc cu vane plate („gură de apă”), amplasate la 200-300 m, în funcție de schema de udare

aplicată.

După poziția față de antenă, vana hidrant poate fi (fig. 7.29): **axială** (amplasată pe axul vanei – *a*), **laterală** (amplasată lateral față de antenă, cum este cazul la vii, sau atunci când antena este paralelă cu un drum de exploatare, iar udarea se face pe ambele părți ale drumului – *b*) și de **capăt** (când este ultima vană hidrant, de la capătul aval al antenei – *c*) [3]. În fig. 7.30 sunt date [3] o serie de detalii asupra bransamentului cu hidrant folosit pe scară largă în țara noastră.

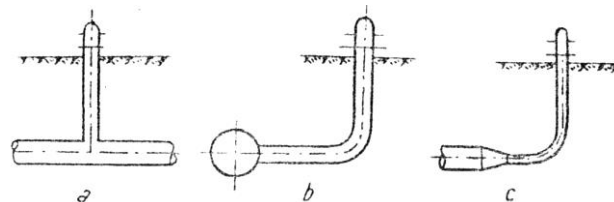


Fig. 7.29. Vană hidrant; a – axială; b – laterală; c – de capăt

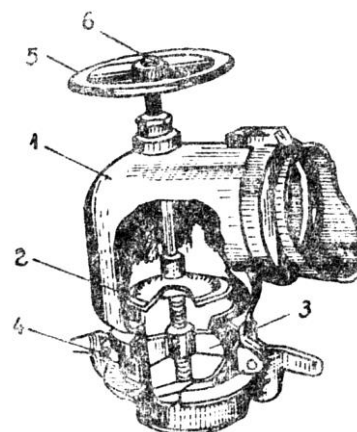
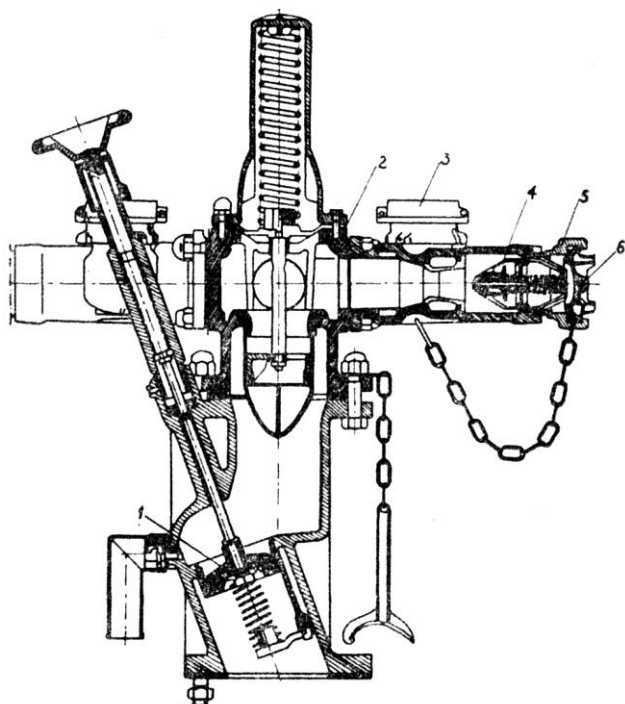


Fig. 7.30. Bransament mobil de, tip simplificat: 1 – corpul hidrantului din aliaj de aluminiu, anticoroziv și foarte rezistent; 2 – diafragmă oscilantă, cu etanșare de cauciuc; 3 – suport cruce pentru șurub; 4 – fixatoare; 5 – roată de manevră; 6 – ax elicoidal.

**Soluția II ( $S_2$ ).** În condițiile unei sistematizări mai puțin riguroase, în cazul unei agriculturi parcelare, al unor perimetre cu folosințe foarte diverse (un complex de asolamente, industrii prelucrătoare agro-alimentare sau de alt gen ș.a.) sau dacă există un relief neregulat (zone de dealuri, coline etc.) este necesar să se privească rețeaua de conducte ca având rol de legătură între hidranți (prize) și atunci se amplasează mai întâi hidranții, apoi conductele, amplasarea urmărind traseul optim economic.

În **soluția II**, când amplasarea  $H_i$  este prioritară, se pot adopta hidranți cu mai multe prize și cu regulator de presiune comun, de tipul bornelor de irigație „Aster” (din tehnica franceză) (fig. 7.31) sau „Compagnie des Compteurs”, „Durenne et Val d’Osne”. Acestea deservesc concomitent mai multe parcele (1-4) sau folosințe agro-alimentare, industriale, igienico-sanitare etc. Nu-

mărul de prize (ieșiri) corespunde numărului de folosițe deservite concomitent.



**Fig. 7.31.** Borna de irigație tip Aster, cu regulator de presiune comun: 1 – vană comună; 2 – regulator de presiune; 3 – contor  $D_n = 60$  mm; 4 – regulator de debit; 5 – racord tip Guillemin  $D_n = 65$  mm; 6 – priză (gură de apă) cu dop.

Fiecare bornă și fiecare priză (ieșire) este echipată ca să asigure:

1. *trecerea, oprirea sau reglarea debitului* cu un limitator de debit (70, 80, 100 și 150 mm), ce intervine când debitul „cerut” depășește valoarea limită (poate fi un „modul”, debit manevrabil, de 15 – maxim 30 l/s);

2. *reglarea presiunilor*; printr-un regulator comun tuturor ieșirilor se asigură menținerea presiunii în limitele fixate, aproximativ 4 at, în aval de bornă (presiunea este în general de 3-4 at în rețelele actuale, dar poate atinge în rețelele de „întaltă presiune” și 10 at). În unele variante, aceste regulatoare de presiune se pot amplasa separat de borne, imediat amonte de fiecare aparat (bornă), asigurând astfel la toate prizele bornei presiune de serviciu egală;

3. *asigurarea contorizării* (volum) apei livrate (cu o eroare sub 5%); pe fiecare ieșire este montat un contor zis „de viteză”;

4. *preluarea suprapresiunilor accidentale* (efect de ventuză);

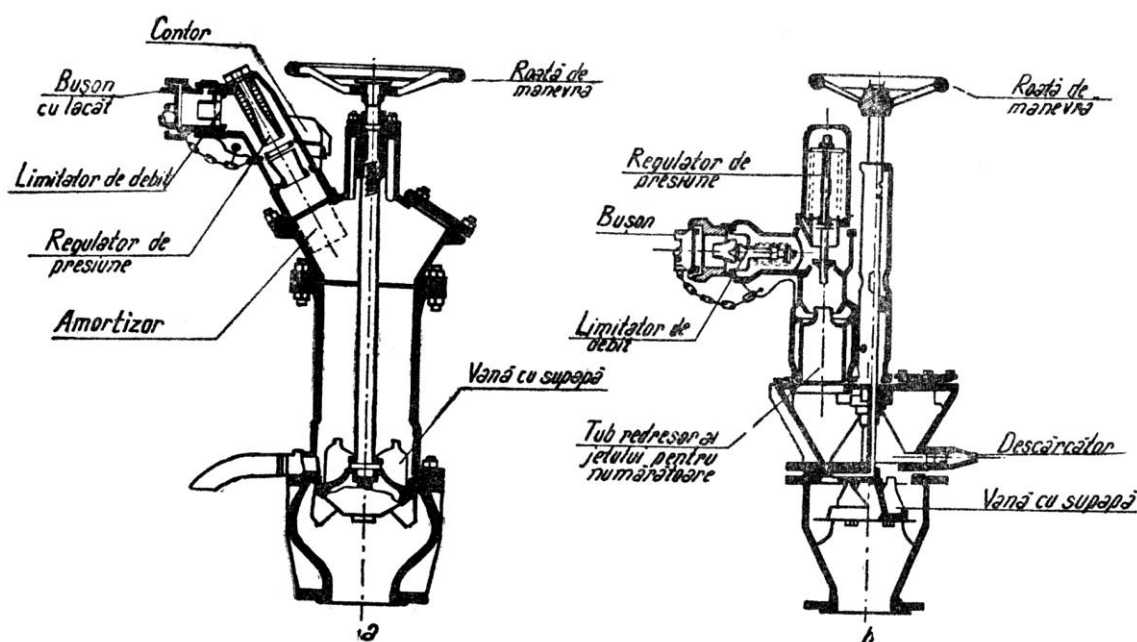
5. *protecția contra înghețului*

În afara bornelor de irigație cu 2, 3 sau 4 prize de debit redus (maxim 30 l/s), există bornele de irigație ce deservesc suprafețe mari (conduite principale, conduite de serviciu – antene), cu o singură priză (ieșire), cu diametrul de 100 sau 150 mm (fig. 7.32).

Raza de acțiune a unui  $H_i$  tip „Aster” variază de la 150 până la 300 m, pentru evitarea pierderilor de sarcină prea mari în echipamentul mobil de irigație și a cheltuielilor de exploatare prea ridicate.

Poziția (amplasarea) fiecărui  $H_i$  (bornă de irigație) este condiționată de repartiția și mărimea loturilor (parcelelor) prevăzute de a se iriga.

Interesul economic (investiții mai mici) cere limitarea numărului de  $H_i$ , iar cel legat de o exploatare comodă pentru beneficiar necesită un număr mai mare de  $H_i$ ; rezultă că poziția fiecărui  $H_i$  este rezultatul unei analize tehnico-economice între cele două interese [1].



**Fig. 7.32.** Două tipuri de borne de irigație: tip A „Campagne des Compteurs”; b – tip B „ADM 83 – Durenne” și „Val d'Osne”

În Franța se adoptă o densitate medie de 3-7 ha pe hidrantul de irigație.

Pentru reducerea volumului de echipament mobil de udare, ca și pentru o distribuție mai uniformă a debitelor și presiunilor pe suprafața deservită de un  $H_i$ , se recomandă amplasarea acestuia cât mai central (în centrul suprafeței). În cazul suprafețelor foarte divizate, ca de exemplu în agricultura parcelară, se urmărește ca să se amplaseze  $H_i$  pe hotare, pentru a putea deservi mai mulți beneficiari (maxim 4 parcele).

Studiul amplasării  $H_i$  reclamă deci, pe lângă o bună pregătire a proiectantului, și o perfectă cunoaștere a perimetrului și a structurii folosințelor. Modificarea, în proiect, a amplasamentului unui hidrant antrenează obligatoriu deplasarea altor hidranți, pentru a se fixa soluția optimă, verificată și prin traseul economic al rețelei (120°, „ameliorat”).

Acești  $H_i$ , puncte de deservire (cu prize sau ieșiri), sunt caracterizați prin: *debite* și *presiuni* de asigurat, ca și prin *poziții* geografice și altimetrice.

**Debitul la hidranți.** În cazul soluției I,  $H_i$ , amplasându-se la distanțe egale (de exemplu 72 m) și deservind suprafețe egale, debitele sunt egale la toți  $H_i$  de pe o antenă (conductă de serviciu). În soluția II, debitul depinde de mărimea și forma loturilor deservite de fiecare priză și este stabilit odată cu proiectarea planului de amplasare a hidranților de irigație. În general, debitele prizelor sunt normalizate, iar prin proiectare se fixează clasa de debit a fiecărei prize (în tehnica franceză s-a generalizat dotarea prizelor cu norme de 3-10 m<sup>3</sup>/h/ha, valorile mai ridicate fiind adoptate în zonele mai aride, unde irigația este mai necesară).

**Presiunea la hidranți.** Paralel cu stabilirea debitelor se calculează și presiunile pentru fiecare perimetru. Se urmărește stabilirea unei presiuni optime, aceasta fiind rezultatul unei analize tehnico-economice a celor doi parametri: costul rețelei îngropate și costul rețelei de suprafață. Calculul presiunilor optime se face ținându-se seama de ansamblul costurilor: investiții și cheltuieli de exploatare.

În tehnica irigației din cadrul sistemelor automatizate se adoptă ca presiune optimă în amonte de hidrantului de irigație cea cuprinsă între 30 și 45 m CA.

### 7.3.2. TIPURI DE REȚELE ȘI TRASEE

Rețeaua de conducte, constituită din conducte îngropate sub presiune, se poate trasa în cele două soluții enunțate anterior:  $S_1$  – în condițiile unei agriculturi mari, neparcelare, când rețeaua adoptată poate fi uniformă – rectangulară, cu antene paralele între ele (de exemplu, S.I. Sadova – Corabia, v. figurile 7.53 – 7.57,

precum și schemele prezentate în continuare), și  $S_2$  – în condițiile unei agriculturi parcelare, pe terenuri cu folosințe foarte diverse, ca și pe terenuri cu relief neregulat, când rețeaua adoptată este neregulată, având rolul de legătură între  $H_i$  (v. figurile 7.72 – 7.74).

#### 7.3.2.1. Tipuri de rețele și trasee în soluția I ( $S_1$ )

Pentru  $S_1$  (agricultură în masive mari, irigată, neparcelară, pe terenuri cu relief relativ plan și folosințe agricole riguros sistematizate), proiectanții elaborează scheme rectangulare, pe ploturi sau blocuri de formă dreptunghiulară, cu suprafețe normalizate și cu antene paralele între ele. De exemplu, pentru S.I. Ialomița – Călmățui, I.S.P.I.F. București a adoptat:  $S_p = 1.700$  ha, cu 2x6 antene, având  $L = 2.460$  m și  $D = 612$  m (fig. 7.33) [9].

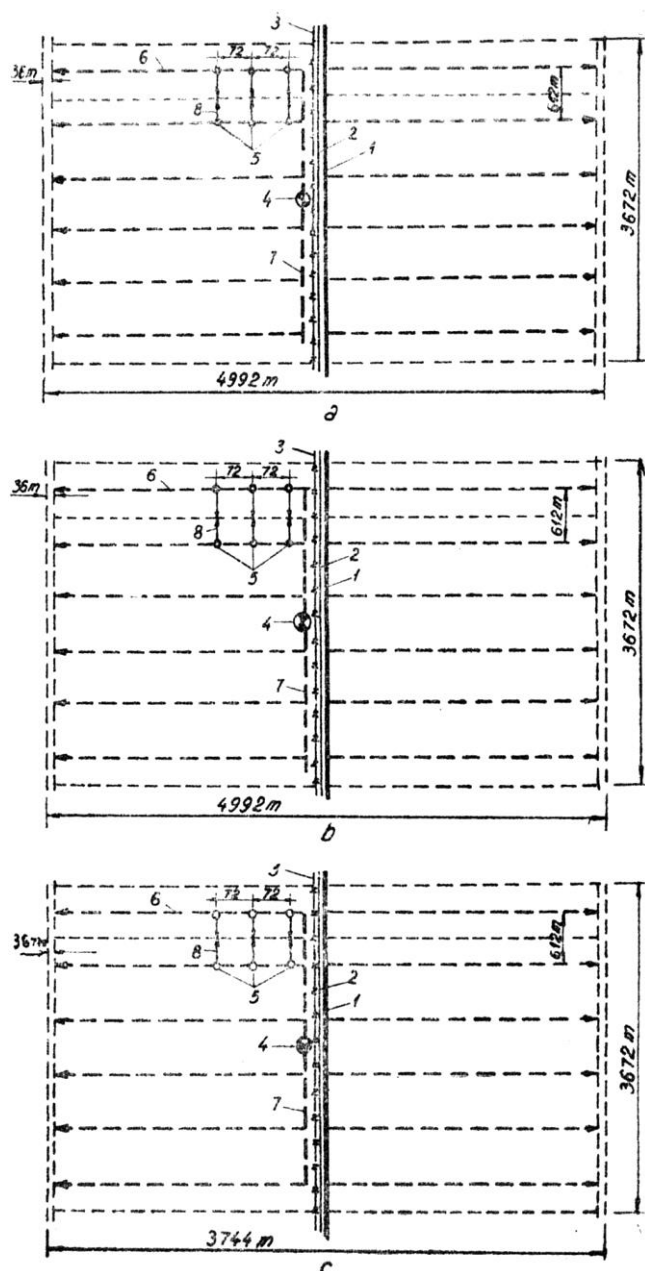
În acest caz, debitele la prize, diametrele și lungimile conductelor (antene și aripi) sunt normalizate. Detalii asupra schemelor de amplasare în  $S_1$  se vor da în continuare.

În funcție de poziția și tipul sursei de apă (canal, puț ș.a.), de orografia terenului, de tipul de agregate de pompare, de existența sau nu a rețelei de desecare, se diferențiază numeroase scheme de rețele. Colectivul de specialiști români [3, 4] sintetizează foarte cuprinzător diferitele situații după cum se arată în continuare în soluțiile date sub formă de scheme. Alegerea tipului de soluție se face în baza calculelor tehnico-economice, în special pentru cazurile-limită, când se pot adopta mai multe tipuri de scheme.

**Trasee ale rețelelor de distribuție de „joasă” și „înalță” presiune. Probleme de ansamblu.** Schemele de rețele de distribuție folosite frecvent în soluția I, la noi în țară sunt de tip ramificat rectangular atât pentru rețelele de joasă presiune, cât și pentru rețelele de înaltă presiune (fig. 7.34, a, b) [4].

Schema cu conducte îngropate de „joasă presiune” poate deservi toate cele trei metode de irigare: scurgerea la suprafață – brazde, fâșii (putând folosi conducte flexibile sau rigide în locul aripilor de udare specifice aspersiunii), prin picurare și chiar prin aspersiune, cu agregate semistaționare.

Baza materială este aproximativ comună (ca ordine) ambelor tipuri de rețele, diferind îndeosebi prin presiunile sub care, funcționează: 1-2,5 at (presiunea pe care trebuie să o asigure Stpp pe rețeaua îngropată de ordinul I „conductele de distribuție”) pentru rețelele de joasă presiune și 6-10 și chiar 12 at (presiunea pe care trebuie să o asigure Stpp pe rețeaua îngropată de ordinul I) pentru rețelele de înaltă presiune, astfel ca la hidranți să se înregistreze o presiune de serviciu de 3,5-4,5 at, necesară echipamentului de aspersiune (în cazul echipamentului mobil).



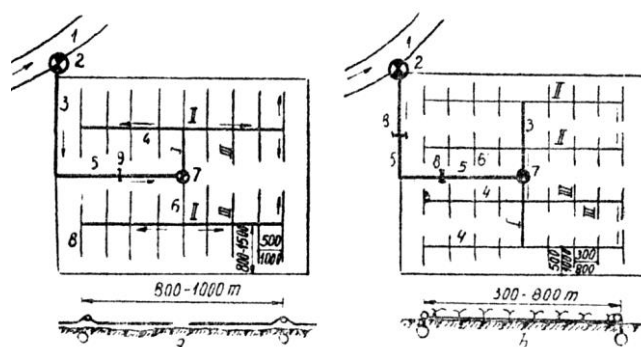
**Fig. 7.33.** Scheme tip de amenajare a ploturilor în sistemul de irigații Ialomița – Călmățui ( $S = 140.000$  ha). *a* – plot tip pe soluri zonale (revenire 13 zile, 8 aripi/antenă); *b* – plot tip pe soluri freatice umede (revenire 13 zile, 8 aripi/antenă); *c* – plot tip pe soluri nisipoase (revenire 8,5 zile cu aripi alterne); 1 – canal de alimentare; 2 – drum de exploatare; 3 – linie electrică de alimentare; 4 – stație de punere sub presiune; 5 – hidranți; 6 – antenă cu 8 aripi (4''); 7 – conductă principală; 8 – aripă de udare.

Obs.: Sup. plot<sub>optim</sub> = 1.700 ha;  $Q_{SPP} = 800-900$  l/s;  $q_s = 0,754$  l/s și ha;  $D_{asp} = 18/24$  m (cu aspersoare tip Ialomița-Călmățui).

Funcționare:  $V_1 = \frac{20}{24} = \frac{\text{ore udare}}{\text{ore funcț. SPP + amenajare}}$  pentru anii

medii,  $V_2 = \frac{22}{24} = \frac{\text{ore udare}}{\text{ore funcț. SPP + amenajare}}$  pentru anii

excesiv de secetoși. Anul de calcul cu asigurare de 80%.



**Fig. 7.34.** Elementele rețelilor de conducte cu presiune: *a* – joasă; 1 – sursa; 2 – stație de pompare; 3, 5 – canal de aducțiune; 7 – stație de presiune; 4, 6, 8 – conducte îngropate de joasă presiune de ordinul I, II, III; 9 – construcții hidrotehnice pe canalul de aducțiune.

*b* – întă; 1 – sursa; 2 – stație de pompare; 7 – stație de punere sub presiune; 5 – canal de aducțiune; 3, 4, 6 – conducte îngropate de înaltă presiune de ordinul I, II, III; 8 – construcții hidrotehnice pe canalul de aducțiune.

Elementele componente ale schemei de „joasă presiune” sunt:

– *priza de apă* (de tip gravitațional sau prin pompare; v. capitolul 5, din lucrarea *Irigații și desecări*, de V. Blidaru, 1969 [2];

– *canalul de aducțiune și derivații* (v. capitolele 2, 4, 5, 6);

– *stația de punere sub presiune S<sub>tp</sub>*, cu instalațiile anexe pentru menținerea presiunii în rețea și „răspunderii” la „cerere”, care este indicat să se amplaseze pe cât posibil în mijlocul plotului sau sistemului deservit. În cazul sistemului de „joasă presiune”, S<sub>tp</sub> deservește o suprafață medie de 500-1.000 ha, cu presiunea de 1-2,5 at în conductele de distribuție (ordinul I).

– *rețeaua de conducte*, care asigură transportul apei de la S<sub>tp</sub> și distribuția la teren, la prizele de apă.

Rețeaua de conducte este constituită după atriбуiuni și mărimi ( $D_n, H_s, L$ ) din:

– *conducte de distribuție* (ordinul I), care asigură alimentarea întregii suprafețe afectată unei S<sub>tp</sub> și care pot avea diverse amplasări: „rectangulară”, „radială”, în „x” ș.a., cu lungimi cât mai mici;

– *conducte principale* (ordinul II), care asigură alimentarea unui grup de sectoare cu o suprafață de 200-400 ha; acestea se trasează perpendicular pe conductele de ordinul I, respectând o simetrie maximă pe terenurile plane, pentru crearea condițiilor favorabile de mecanizare;

– *conducte terțiare sau de serviciu sau „antenele”*, după denumirea generalizată (ordinul III), asigură alimentarea unor sectoare de udare. Antenele se trasează perpendicular pe conductele de ordinul II, fiind paralele între ele (cu lungimi de 800-1.500 m și la distanțele de 500-1.000 m), pentru a se realiza suprafețe perfect geometrice (dreptunghiulare sau pătrate), în

raport cu caracteristicile utilajelor de udare, pentru aspersiune sau scurgere la suprafață.

Conductele îngropate sunt constituite din elemente prefabricate de diferite diametre și materiale. Astfel, conductele de ordinul I sunt de tip PREMO (beton armat precomprimat), cu diametre de 400-600-700-800 și chiar 1.000 mm; conductele din oțel se construiesc numai în condiții orografice speciale și când presiunile depășesc 10 at. Conductele de ordinul II sunt de azbociment, cu diametre frecvente de 200- 400 și chiar 500 mm; conductele din PE și PVC de presiune sunt în curs de verificare în țara noastră, la fel ca și cele din fontă de presiune. Conductele de ordinul III sunt din azbociment, cu diametre uzuale de 80-150 și chiar 350 mm (pentru două clase de presiune: 6 at și respectiv 10 at presiunile maxime admise în rețea) și din mase plastice de presiune: PE, PVC (75-380 mm, care au fost montate prima dată în S.I. „Sadova – Corabia”).

Adâncimea de pozare a conductelor, determinată de adâncimea de îngheț, este, la noi în țară, de minimum 1,0-1,2 m se adoptă în mod curent: 1,5-2 m pentru conductele PREMO și 1,20 m (deasupra generatoarei superioare) pentru conductele de azbociment.

Lungimea specifică a conductelor îngropate la tipul de rețele de joasă presiune (a) este de, 20-35 m la ha, din care 3-5 m la ha conductă PREMO. Presiunea la hidranți, la acest tip de rețea, de joasă presiune (care deservește atât udarea pe brazde cât și cea prin aspersiune, cu agregate semistaționare) este de 0,2 at.

Pe rețeaua de conducte îngropate se instalează o serie de dispozitive care au rolul de a menține uniformă presiunea și de a evita efectele suprapresiunilor, precum și dispozitive – apometre (contoare). Pentru asigurarea automatizării, rețeaua este echipată cu instalații de telecomandă și telecomandă, reglarea debitelor realizându-se automat.

*Elementele componente ale schemei de înaltă „presiune” (b), ce diferă de schema anterioară (a), sunt:*

- presiunea pe care trebuie s-o realizeze Stp pe rețea este de 6-10 at și chiar 12 at în unele situații. La hidranții de legătură (între antenă și echipamentul mobil de aspersiune), presiunea de serviciu trebuie să fie de 3,5-4,5 at;

- distanțele dintre antene și lungimea acestora rezultate din caracteristicile tehnice ale echipamentelor de udare variază între 400-800 m ( $l_a = 200-400$  m), respectiv 500-3.000 m.

Necesarul de conducte este asemănător cu cel indicat în schema de joasă presiune (azbocimentul fiind folosit la presiuni mai mici).

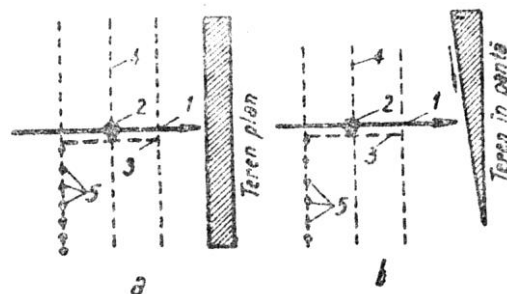
Acționarea întregului sistem se face automatizat, prin instalațiile montate centralizat la Stp, precum și pe rețea, cu rol de reglare, protecție, evidență.

Acest tip de amenajare s-a aplicat în ultimele.

mari sisteme de irigații realizate în țară [4]: Valea Carasu, Jegălia, Gălățui – Călărași, Pietroiu – Ștefan cel Mare, Terasa Brăilei ș.a.

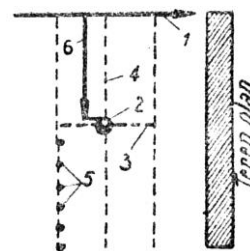
Scheme generale de rețele de distribuție după poziția sursei de alimentare și orografia terenului [3].

a) *Pentru terenuri plane* (cu denivelări sub 10 m) sau pentru terenuri cu pantă continuă, care nu produce diferențe de presiune la aripile de udare mai mari de 10-15%, se pot adopta soluțiile din figura 7.35, a, respectiv 7.35, b. De la sursă (canal deschis, râu, lac, apă subterană), apa este preluată printr-o stație de punere sub presiune (Stpp), amplasată lângă sursă, și refulată în rețeaua de conducte. În cazul soluției din figura 7.35, b, antenele sunt inegale, mai scurte spre zona înaltă și mai lungi spre zona coborâtore, diferența de lungime fiind condiționată de pierderea de sarcină impusă de diferența de nivel.



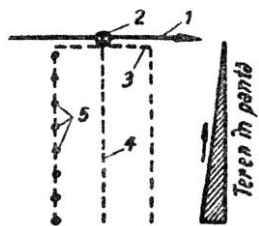
**Fig. 7.35.** Schema de amenajare cu conducte, în funcție de sursă și panta terenului. a – pe teren plan; b – pe teren cu pantă continuă; 1 – sursa; 2 – Stp; 3 – conductă principală; 4 – antenă; 5 – hidranți.

b) *Pentru terenuri plane sau ușor înclinate spre centrul plotului irigabil*, având sursa de apă situată la extremitatea plotului, se poate adopta soluția din figura 7.36. De la sursă, apa este transportată gravitațional, printr-un canal deschis la Stp amplasată în centrul plotului, iar aceasta o refulază în rețeaua de conducte.



**Fig. 7.36.** Schema de amenajare cu conducte pe teren plan, cu canal suplimentar de distribuție [3]: 1 – sursa; 2 – Stp; 3 – conductă principală; 4 – antenă; 5 – hidranți; 6 – canal de distribuție suplimentar.

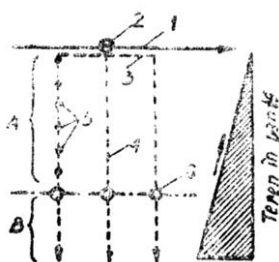
c) *Pentru terenuri cu ușoară contrapantă* ( $\Delta H < 10$  m) de la sursa de apă se poate adopta soluția din figura 7.37. Apa este luată direct din sursă prin Stp, care o refulază în rețeaua de conducte îngropate, creând totodată și presiunea necesară funcționării.



**Fig. 7.37.** Schema de amenajare cu conducte pe teren în contrapantă ușoară și cu Stp lângă sursa de alimentare.  
1 – sursa; 2 – Stp; 3 – conductă principală; 4 – antenă; 5 – hidranți

d) Pentru terenuri cu contrapante mari, de la sursa de apă situată la extremitatea plotului, se poate adopta soluția din figura 7.38, în care versantul se divide în două sau mai multe zone de presiuni diferite: „A” – pentru presiuni mari, în care se poate adopta aspersiunea, cu folosirea directă a presiunii din rețea (produsă prin Stp) și „B” – pentru presiuni mici, în care se poate adopta irigarea prin scurgere la suprafață.

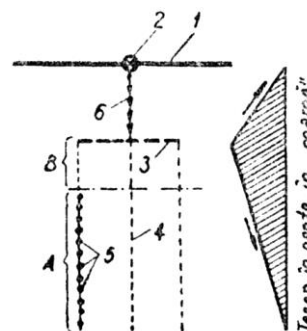
Prin repompări (stații fixe electrice sau agregate termice staționare, pe linia 6) amplasate în partea frontală a antenelor se poate realiza presiunea necesară aspersiunii și în zona „B”.



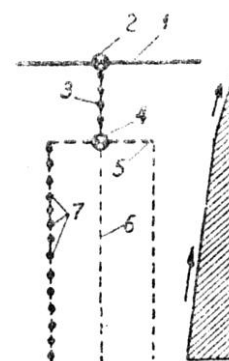
**Fig. 7.38.** Schema de amenajare cu conducte pe teren cu contrapantă mare și cu Stp lângă sursa de alimentare:  
A – zonă de presiuni mari; B – zonă de presiuni joase;  
1 – sursa; 2 – Stp; 3 – conductă principală; 4 – antenă; 5 – hidranți; 6 – stație de repompare.

e) Pentru terenuri cu relief tip „cumpănă de ape” sau în „coamă” și cu pante mari în ambele direcții, se poate adopta soluția din figura 7.39. Apa, preluată printr-o Stp amplasată la sursă, este refulată pe cotele dominante, de unde trece în rețeaua de conducte, care, datorită coborârii (pantei) creează presiunea necesară irigației versantului. Zona „B”, cu presiune mai mică, se poate iriga prin scurgere la suprafață sau prin aspersiune, cu ajutorul stațiilor locale de pompare. Zona „A” se poate iriga prin aspersiune, presiunea din rețea fiind suplimentată prin panta terenului.

f) Pentru terenuri cu pante continue și foarte mari spre sursa de apă, se poate adopta soluția din fig. 7.40. Apa este preluată din sursă printr-o stație de pompare de bază, care o refulază într-un bazin, din care, printr-o stație de punere sub presiune, se alimentează rețeaua de conducte. Metoda de irigație poate fi prin aspersiune sau de tip mixt (idem soluțiile anterioare).



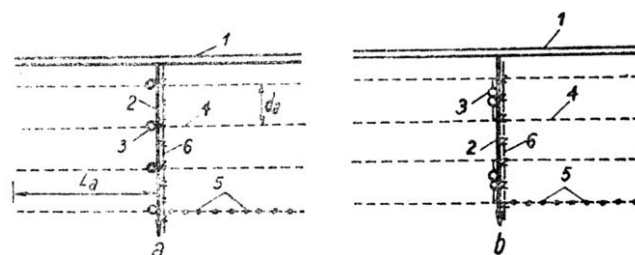
**Fig. 7.39.** Schema de amenajare cu conducte pe teren „coamă” și cu Stp lângă sursa de alimentare: A – zona cu presiuni mari; B – zona cu presiuni joase; 1 – sursa; 2 – Stp; 3 – conductă principală; 4 – antenă; 5 – hidranți; 6 – conductă de refulare.



**Fig. 7.40.** Schema de amenajare cu conducte pe teren în contrapantă, cu Stp bază și Stp; 1 – sursa; 2 – Stp bază; 3 – conductă de refulare; 4 – Stp; 5 – conductă principală; 6 – antenă; 7 – hidranți.

**Scheme de rețele de distribuție [3].** Asemenea scheme prezintă diverse variante.

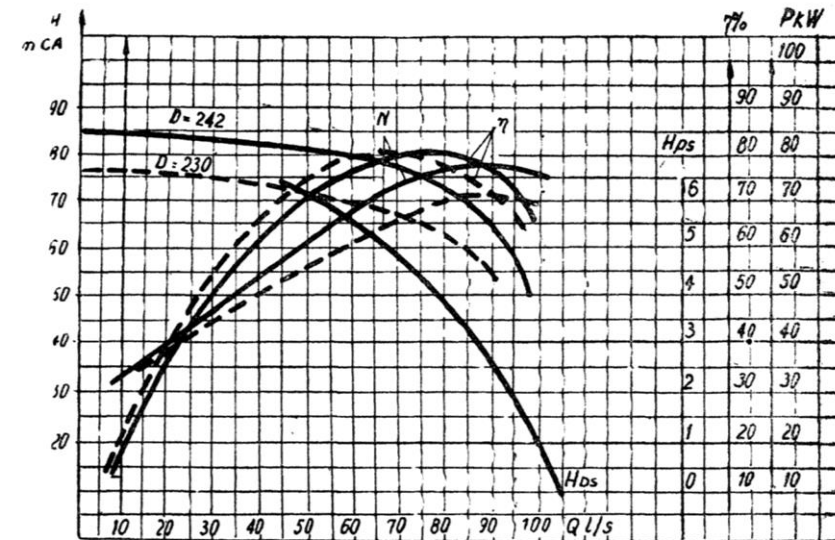
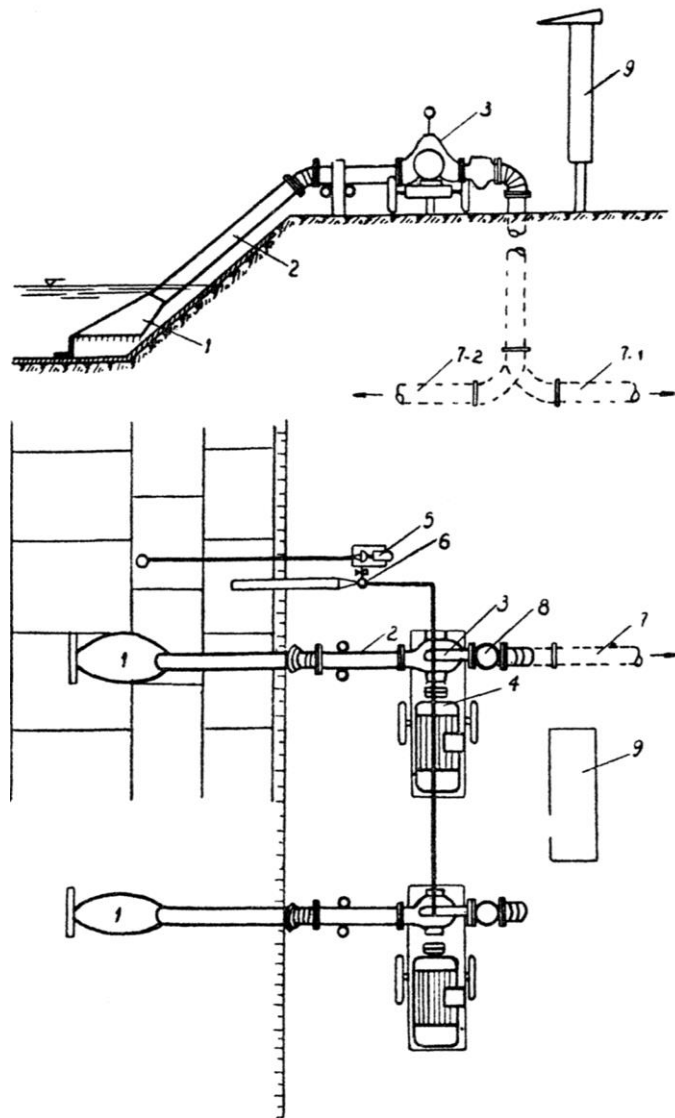
a) Scheme de rețele de distribuție cu conducte îngropate și agregate semistaționare termice și electrice (fig. 7.41).



**Fig. 7.41.** Scheme de amenajare cu agregate de pompare termice sau electrice: a – antene monofilare; b – antene în „H”; 1 – CD; 2 – Cds; 3 – agregat de pompare; 4 – antenă; 5 – hidranți; 6 – linie de alimentare cu energie electrică (LEA) pentru agregate electrice.

Aceste scheme includ [3]: canale deschise căpușite sau necăpușite, amplasate la distanțe de 2-8 km, în funcție de lungimea antenelor; agregate de pompare pentru punerea sub presiune, cu acționare termică (APT 50/60) sau electrică (8 NDS) (fig. 7.42).





$$P = \frac{\gamma \cdot Q \cdot H}{75 \cdot \eta_p}, \quad N = \frac{\gamma \cdot Q \cdot H}{102 \cdot \eta_m}$$

Curbele caracteristice ale pompei 6 NDS

- 1 - sorb
- 2 - conducta de aspirație
- 3 - pompă 6 NDS
- 4 - electromotor 100/60 kW 3000/1500 rot/min
- 5 - electropompă Cn15 50a 1200 rot/min 3 kW
- 6 - ejector
- 7 - antena (1,2)
- 8 - clapet cu arc Dn 150
- 9 - tablou electric

Fig. 7.42. Stație semifixă de punere sub presiune.

Într-un amplasament de pompare se pot instala 1-4 agregate; rețeaua de conducte formată din antene cu  $D_{n \max} = 380$  mm și cu  $L = 1000-3\ 000$  m, care alimentează aripile de udare prin intermediul hidranților.

Antenele fiind dispuse „monofilar” sau în „H”, în funcție de condițiile locale (căi de comunicație, limite etc.), sunt necesare și conducte îngropate inactive (de legătură).

Caracteristicile tehnico-economice ale acestei amenajări sunt [3]:

- suprafața deservită de un agregat de pompare este de 50-60 ha pentru agregatul termic și circa 95 ha pentru cel electric;
- necesarul de conductă îngropată este de 15-22 m/ha, variind cu lungimea aripii de udare;
- organizarea teritoriului se corelează cu ușurință cu această schemă de amenajare, suprafața scoasă din cultură fiind de circa 0,6%.

În figura 7.43 se dă [4] un exemplu de schemă de rețea de distribuție alimentată din canale deschise căptușite ( $L = 1.500$  m;  $Q = 500$  l/s), prin electropompe 6 NDS (2 electropompe cu:  $Q = 154$  l/s,  $H_p = 74$  m, suprafața servită = 185 ha).

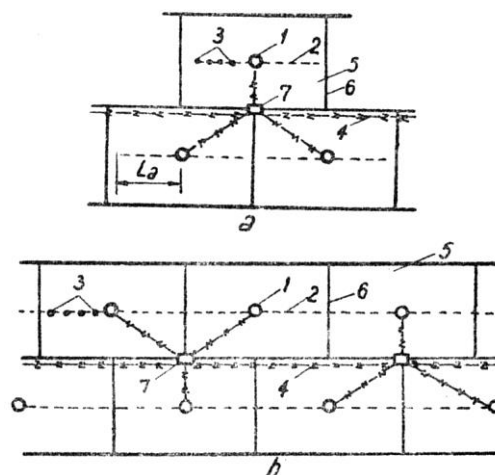
b) *Scheme de rețele de distribuție alimentate din apa subterană* [3]. În cazul terenurilor situate în lunci cu straturi acvifere bogate și de bună calitate, cu debite permanente și adâncimi relativ mici, nivel hidrodinamic la 8-10 m sub suprafața terenului (lunca Dunării și a unor râuri interioare), se pot adopta soluții de distribuție ca cele schematizate în figura 7.44, a, b [4] și 7.45.

Forajele-puțuri, cu  $D_n = 350-400$  mm și chiar până la 1.200 mm sunt amplasate în șiruri continue, la distanțe variabile, în funcție de debitul pe care îl au și de raza de influență, pentru a nu se reduce debitul. Schemele de amenajare folosite sunt de două tipuri:

- cu conducte independente, în care refulează un

singur puț (fig. 7.44, a și fig. 7.45);

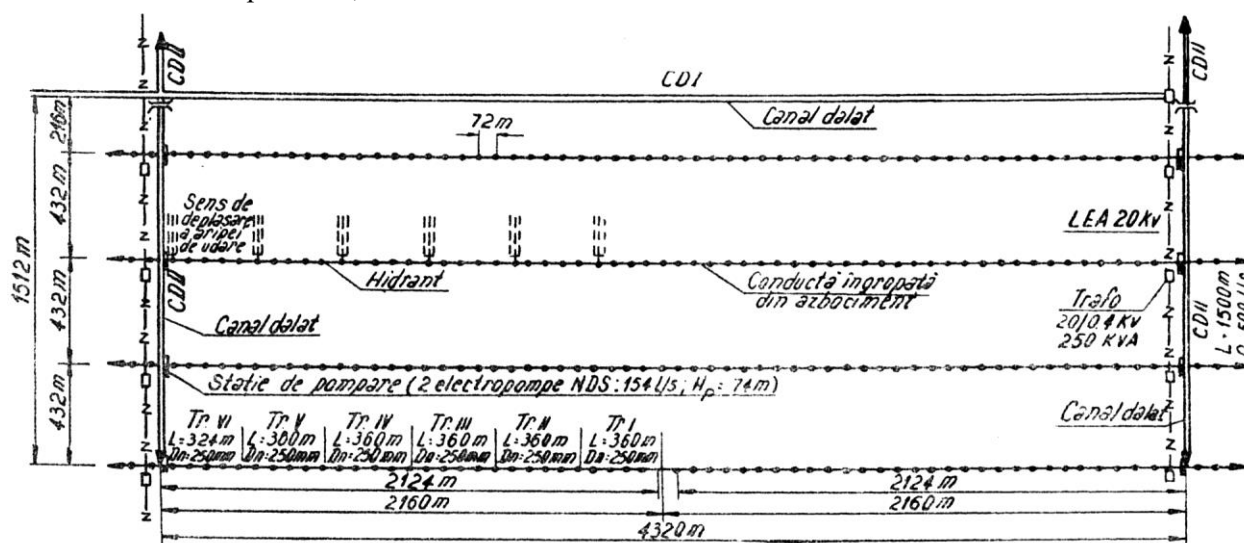
– cu conductă continuă în care refulează mai multe puțuri (fig. 7.44, b).



**Fig. 7.44.** Schema de amenajare cu conducte și cu alimentare din apa subterană: a – schema cu conducte (antene) independente la fiecare puț; b – schema cu conductă comună; 1 – puț forat cu agregat de pompare; 2 – conductă (antenă); 3 – hidranț; 4 – LEA (energie electrică); 5 – sector de irigație afectat unui puț; 6 – limită de sector de irigație; 7 – post trafo.

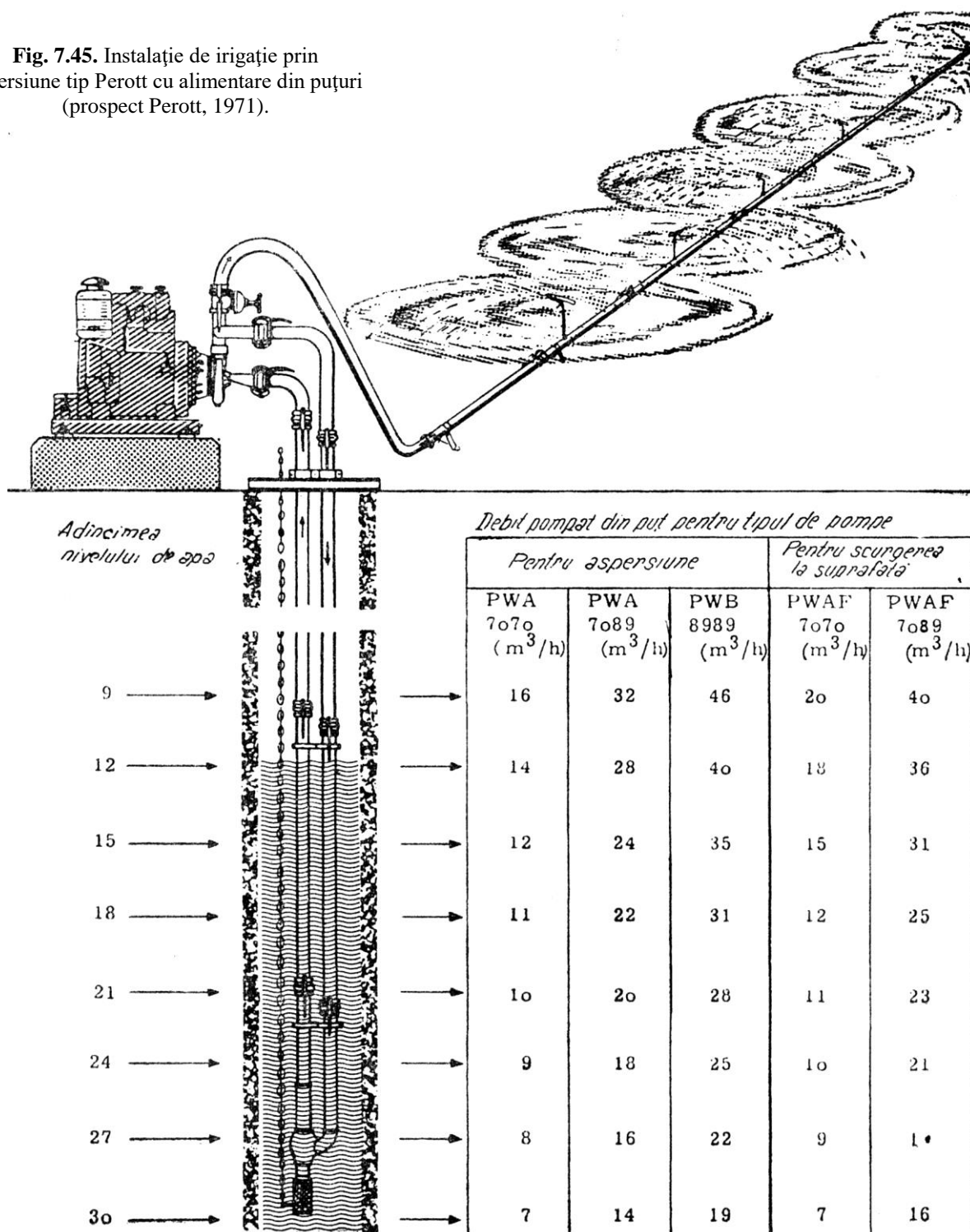
Rețeaua de distribuție este formată din conducte îngropate (antene) prevăzute cu hidranți (la 72 m distanță), care alimentează echipamentul de udare pentru aspersiune, pentru scurgerea la suprafață sau pentru picurare; necesarul de conducte este de 15-18 m/ha.

Echipamentul hidromecanic care pompează apa din puțuri în rețeaua de distribuție cu presiuni de 5-6 at, în cazul aspersiunii, sau 2-3 at, în cazul scurgerii la suprafață și picurării, este de tip submersibil HEBE 65 și HEBE 80 ( $Q_p = 15-25$  l/s și  $N = 22$  KW), K.S.B. și AVERSA ( $Q_p = 30-40$  l/s și  $N = 30-37$  KW) sau 12 NA.



**Fig. 7.43.** Schema de alimentare cu electropompe 6 NDS.

**Fig. 7.45.** Instalație de irigație prin aspersiune tip Perott cu alimentare din puțuri (prospect Perott, 1971).



Echipamentul hidromecanic se instalează sub nivelul hidrodynamic cu 5-6 m. Pentru a se asigura funcționarea normală a instalației (puț-electropompă) trebuie ca debitul maxim al agregatului să fie mai mic ca cel asigurat de puț; se evită astfel și înnisiparea acestuia.

Suprafața deservită de un puț ( $S_p$ ) depinde de debitul agregatului de pompare, respectiv debitul puțului ( $Q_p$ ), care se consideră acceptabil când are valori

mai mari de 20 l/s, cu adâncimi forate până la 30-50 m.

În cazul perioadelor cu consum maxim de apă, pentru  $Q_p = 28$  l/s,  $q = 0,88$  l/s ha (corespunzător unei udări timp de 30 zile cu 18 ore/zi) și  $\eta = 0,9$ , rezultă că

puțul poate asigura apă pentru suprafața  $S_p = \frac{Q_p}{q} \eta =$

$$= \frac{28}{0,6} \cdot 0,9 \approx 38 \text{ ha (fig. 7.46).}$$

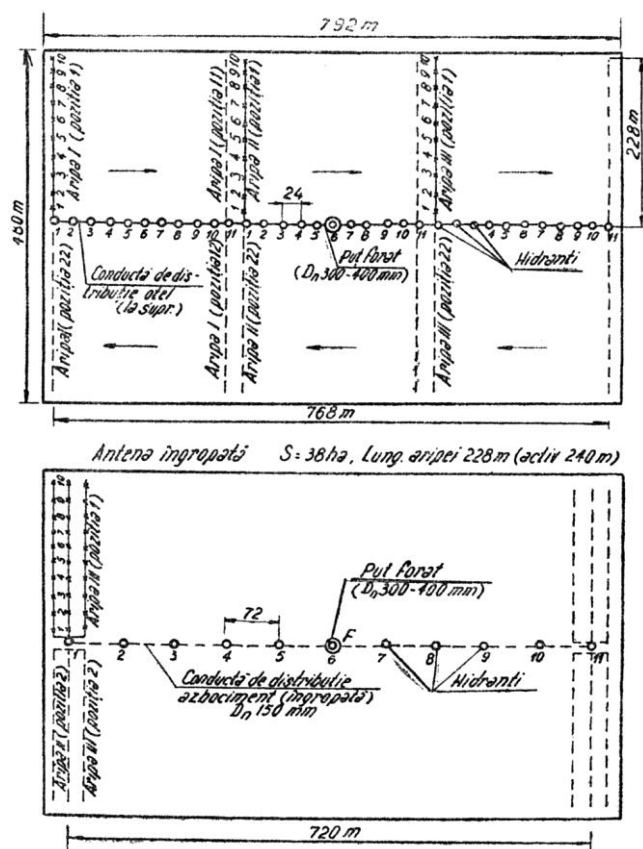


Fig. 7.46. Exemple de scheme a unei rețele de distribuție, alimentată dintr-un puț, pentru  $S = 38$  ha.

Numărul de aripi de udare cu funcționare concomitentă depinde de debitul puțului, putând varia între 4, pentru debit maxim și una, pentru debit minim.

Acest tip de amenajare se pretează la o automatizare totală a proceselor de udare, în special când grupul de puțuri, cu rol de drenare prin coborârea nivelului freatic, funcționează în sistem centralizat prin sifoane (fig. 7.47).

c) *Scheme de rețele de distribuție cu stații de punere sub presiune (Stpp), fără existența prealabilă pe teren a rețelei de desecare.* Acestea sunt schemele caracteristice ploturilor sau blocurilor de irigație sub presiune, cu suprafețe de 500-3.000 ha ( $S_{opt}$  la S.I. Ialomița – Călmățui este de 1.700 ha), alimentate prin Stpp acționate electric, având debite de 500-300 l/s și înălțimi de pompare de circa 70 m (poate varia între 60-120 m), pentru a asigura la hidranți presiuni de 3-4,5 at.

Canalele deschise sunt amplasate la distanțe de 2-6 km, în funcție de lungimea antenelor, care în tehnica irigației pot fi: scurte (500-800 m), medii (1.000-1.500 m) și lungi (2.000-3.000 m).

Rețeaua de conducte poate avea o dispunere în schemă puternic ramificată (fig. 7.48, a) sau în schemă ramificată, în „H” sau în „dublu H” (fig. 7.48, b<sub>1</sub>, b<sub>2</sub>) [3].

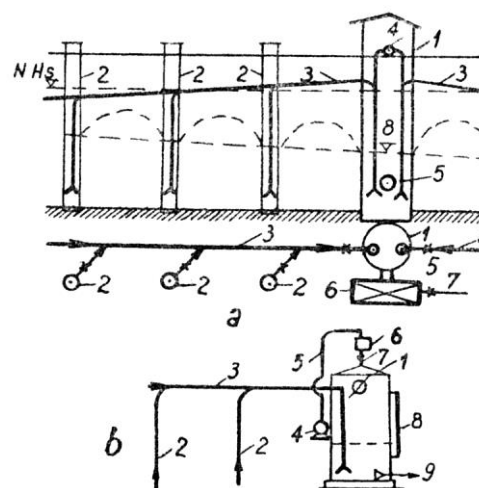


Fig. 7.47. Pomparea apei din puțuri în sistem centralizat: a) prin conducte sifonate; 1 – puț collector; 2 – puțuri de drenaj și irigație; 3 – conductele sifonate; 4 – pompa de vid comună; 5 – conductă de aducțiune la pompe; 6 – cabina pompelor; 7 – conductă de refulare comună; 8 – nivelul hidrodynamic; b) cu hidrofor; 1 – hidrofor; 2 – puțuri de drenaj și irigație; 3 – conductă-sifon; 4 – pompa de vid; 5 – conductă; 6 – supapă automată; 7 – robinet; 8 – sticla de nivel; 9 – refularea.

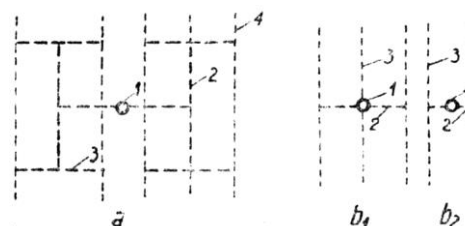


Fig. 7.48. Scheme de rețele sub presiune: a – puternic ramificată; 1 – Stpp; 2 și 3 – conducte principale și secundare (inactive); 4 – antenă; b<sub>1</sub> și b<sub>2</sub> – puțin ramificată; b<sub>1</sub> – schemă în dublu „H”; b<sub>2</sub> – schemă în „H”; 1 – Stpp; 2 – conductă principală; 3 – antenă.

Schema „puternic ramificată” se caracterizează prin: lungimi medii până la mari de conducte îngropate (din care o bună parte inactive), cuprinzând aripi mai scurte, antene scurte și medii, dispozitive și accesorii numeroase pe rețele și posibilități ușoare de organizare a teritoriului.

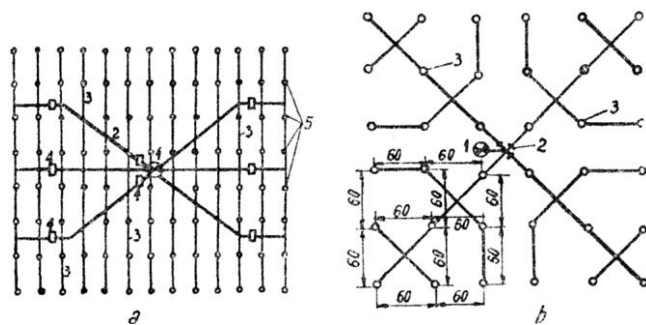
Schema „puțin ramificată” se caracterizează prin: cantități minime de conducte îngropate și inactive, cuprinzând aripi lungi, antene foarte lungi, dispozitive și accesorii în număr redus și posibilități destul de bune de organizare a teritoriului.

În mod frecvent, în tehnica românească se folosesc schemele în „H” și „dublu H” și numai în cazuri speciale se apelează și la alte scheme, cum ar fi cea în „X” (fig. 7.49, a) sau cea „radială” (fig. 7.49, b).

Schema în „X” se caracterizează prin: lungime mică a conductelor de diametre mari, repartitie relativ uniformă a presiunilor la hidranți și greutate în organi-

zarea teritoriului, datorită faptului că nu se pot amplasa drumuri paralele cu conductele trasate sub unghiuri diferite, ceea ce face ca defectiunile (pe rețelele principale) să fie mai greu de depistat și remediat.

Schema „radială”, cu dispunerea antenelor în ramificație radială și cu hidranți de linie, se caracterizează prin: lungime minimă a rețelei îngropate inactive, repartitie relativ uniformă a presiunilor la hidranți și nerespectarea principiilor de organizare a teritoriului, adoptate în agricultura mare și pe terenuri plane.

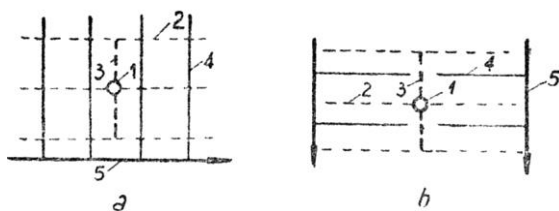


**Fig. 7.49.** Scheme de rețele sub presiune cu trasee speciale: a – în „X”; 1 – Stp; 2 – conducte principale; 3 – antene; 4 – dispozitive de preluarea suprasarcinilor; 5 – hidranți; b – „radiate”; 1 – stație de pompare; 2 – vane; 3 – hidranți.

d) *Schema de rețele de distribuție cu stații de punere sub presiune (Stpp), în cazul existenței prealabile a rețelei de desecare.* Elementele componente ale acestor scheme sunt similare celor anterioare, diferind modul de amplasare, pentru a se putea corela procesele de udare cu rețelele de desecare (fig. 7.50, a, b) [3].

Metodele de udare pe care le pot servi aceste scheme sunt cele prin scurgere la suprafață, aspersiune și picurare.

Pentru soluția deplasării transversale, folosindu-se aripi instalate pe roți, schema de amenajare a rețelei este de tip perpendicular pe rețeaua de desecare (fig. 7.50, a). Pentru soluția deplasării longitudinale a aripilor acționate prin motoare speciale (autodeplasare), rețeaua de conducte (antene) se amplasează paralel cu rețeaua de desecare (fig. 7.50, b).



**Fig. 7.50.** Scheme de rețele de distribuție în zonele cu rețele de desecare: a – pentru transportul transversal al aripilor de udare; b – pentru transportul longitudinal al aripilor de udare; 1 – SPP; 2 – antenă; 3 – conductă principală; 4 – rețea terțiară de desecare; 5 – colector de desecare.

e) *Schema de rețea de distribuție de tip fix.* Rețeaua de conducte are o amplasare și o ordine similare

schemelor cu Stp, prezentate anterior, diferența constând în faptul că în această schemă toate conductele sunt fixe (fig. 7.51, a, b), îngropate. Rețeaua de conducte din cadrul sectorului de udare se construiește în-deosebi din mase plastice.

La udarea prin aspersiune, racordarea aspersoarelor se poate realiza în două moduri: cu racord obișnuit la suprafața terenului, asemănător cuplajului de la aripa de aspersiune și cu racorduri telescopice (sistem anfonabil – v. subcapitolul 7.3.4). În primul caz, aspersoarele pot ocupa poziții fixe, cum este cazul în culturi speciale (viti-pomicole, câpșuni ș.a.), care trebuie protejate și antigel, sau sunt deplasabile de la un sector la altul și de la o perioadă de udare la alta.

Întrucât rețeaua fixă cu aspersoare anfonabile reprezintă soluția care se înscrie cel mai bine în schema automatizării complexe a sistemului de irigații, problema se va trata în continuare separat.

La udarea prin picurare, pe rețeaua de conducte îngropate (aripa), în locul aspersoarelor se montează hidranți, care deservește (ca debit și presiune mică) conductele de distribuție a apei la plante. Dimensionarea constructiv-hidraulică a rețelei fixe se face în conformitate cu tehnica de irigare și cu instalațiile de udare. Astfel, în timp ce la aspersiune se cere 3,5-4,5 la hidrant, irigarea prin picurare sau scurgerea pe brazde necesită 0,2 la hidrant.

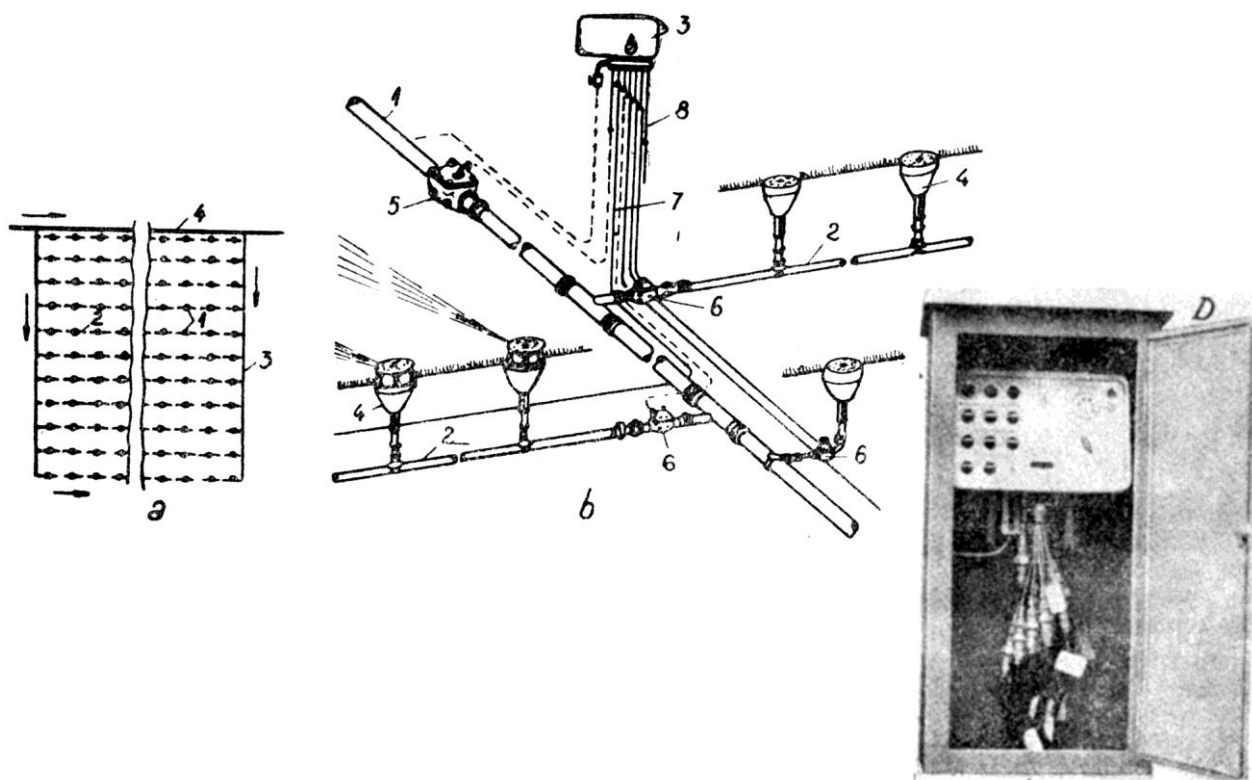
f) *Schema de rețele de distribuție de tip fix, în sistem anfonabil, cu automatizare integrală* (v. subcapitolul 7.3.4.).

g) *Schema de rețele de distribuție cu conducte fixe sub presiune, pentru instalații de aspersiune de tip „aripi deplasabile”.* Rețeaua de conducte (de ordinele I, II, III) este similară celor anterioare cu Stp, deosebirea constă în faptul că aripa de udare este autodeplasabilă (hidraulic sau mecanic) în jurul hidrantului (fig. 7.52).

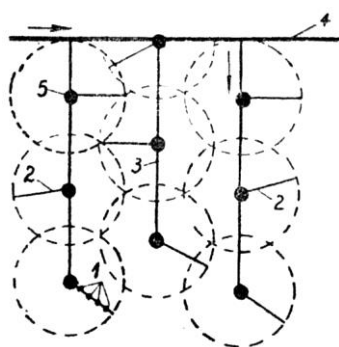
Aripa de udare, constituind un ansamblu, o instalație destul de complexă, se tratează separat în subcapitolul 7.3.4.

Această soluție de amenajare prezintă interes crescând, prin calitățile tehnico-funcționale: scoaterea din cultură a unor suprafețe minime (0,19%), necesar de conducte acceptabil (20-30 m/ha), consum de energie aproximativ egal cu cel al amenajărilor cu aripi neautomatizate, investiție specifică mai redusă în rețeaua de conducte fixe, îngropate (dar mai ridicată la aripile autodeplasabile). Calitatea maximă, care înscrie această soluție la loc de frunte, o constituie tocmai posibilitățile de automatizare integrală a sistemelor de irigație prin aspersiune.

Distanța între antene ( $Do$ ) se fixează în funcție de lungimea aripii autodeplasabile ( $l_{ar}$ ):  $Do = \sqrt{3} \cdot l_{ar}$ , iar lungimea antenei ( $L_a$ ) se ia mai scurtă decât lungimea sectorului deservit de antenă cu  $l_{ar} / 2$ .



**Fig. 7.51.** Schema de amenajare cu conducte fixe (inclusiv aripa de udare): *a* – schema rețelei fixe; 1 – aspersor; 2 – conductă îngropată (aripă) care alimentează aspersoarele; 3 – antenă; 4 – conductă de distribuție la antenă; *b* – schema instalației fixe (de aspersiune) cu aspersoare anfonabile, cu comandă automată prin sistemul AD (prospect Perrot, 1971); 1 – antenă; 2 – aripă de aspersiune (îngropată); 3 – aparat de comandă și control (detaliu D); 4 – aspersoare anfonabile (escamotabile); 5 – valvă principală pe conducta de aducțiune (antenă); 6 – valvă de manevră; 7 – conducte de manevră; 8 – conductă de descărcare; D – detaliu: aparat de control și comandă tip 511 de aspersiune.



**Fig. 7.52.** Schema de rețele cu conducte fixe și aripi autodeplasabile: 1 – aspersoare; 2 – aripă autodeplasabilă; 3 – antenă; 4 – conductă de distribuție la antene; 5 – hidrant.

**Schemele de rețele de distribuție caracteristice, adoptate în S.I. Sadova – Corabia [30].** Blocurile (ploturile) standard de irigații (fig. 7.53), care predomină în cadrul amenajării Sadova – Corabia (v. fig. 100, *a*, capitoul 5), au o suprafață de 530 ha, situate de o parte și de alta a canalelor de irigații.

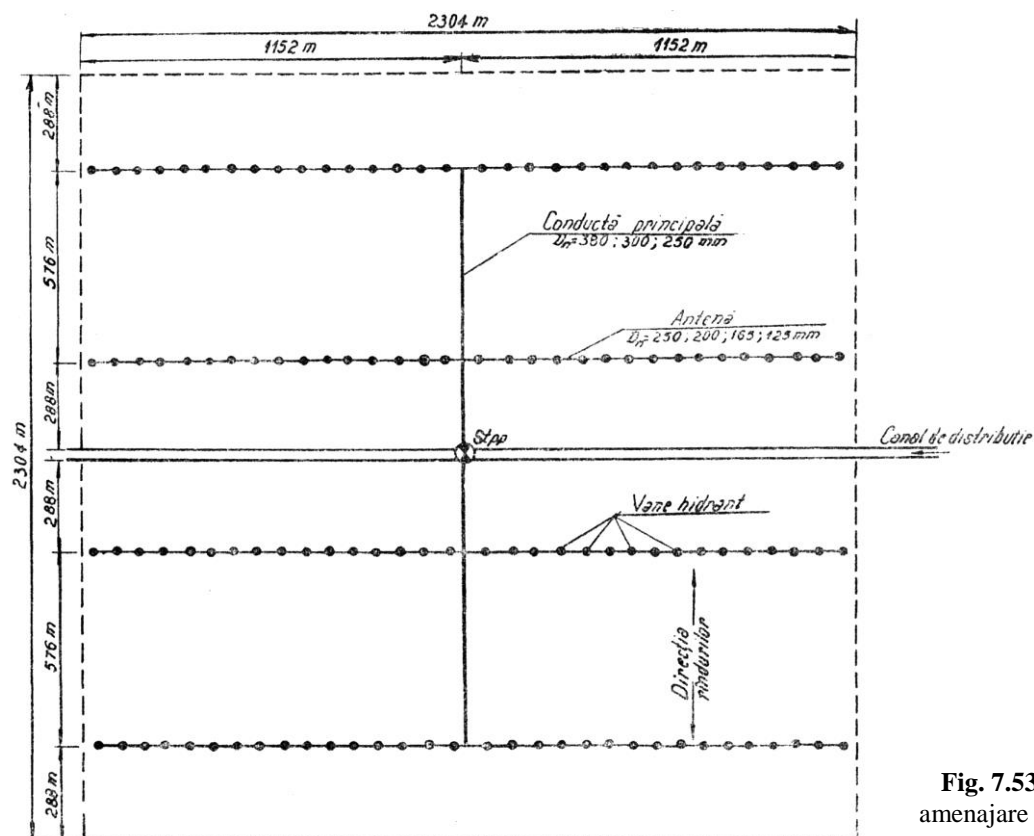
Blocul standard, în care folosința este exclusiv arabil, este dotat cu 6 pompe de punere sub presiune, în cazul terenurilor nisipoase, și cu 5 pompe, în cazul terenurilor cu textura medie și grea. În cazul când în ca-

drul blocului există sau sunt prevăzute în perspectivă plantații de vii și pomi, care necesită norme de irigație mai reduse, precum și în cazul când plotul nu are 530 ha (cazul ploturilor situate lângă localități), numărul de pompe este redus față de cele de mai sus.

Schema de amenajare a suprafețelor irigate pentru blocurile standard de 530 ha constă din așezarea stației de punere sub presiune în centrul suprafeței din care pleacă o conductă principală către nord, cu diametrul de 250-380 mm și cu lungimea de 864 m și o conductă principală la sud, de aceleași diametre și lungimi. Din aceste conducte pornesc, către est și vest, antene în lungime de 1.160 m, cu  $D_n = 125-250$  mm.

Atât conducta principală, cât și cele secundare, sunt din P.V.C.

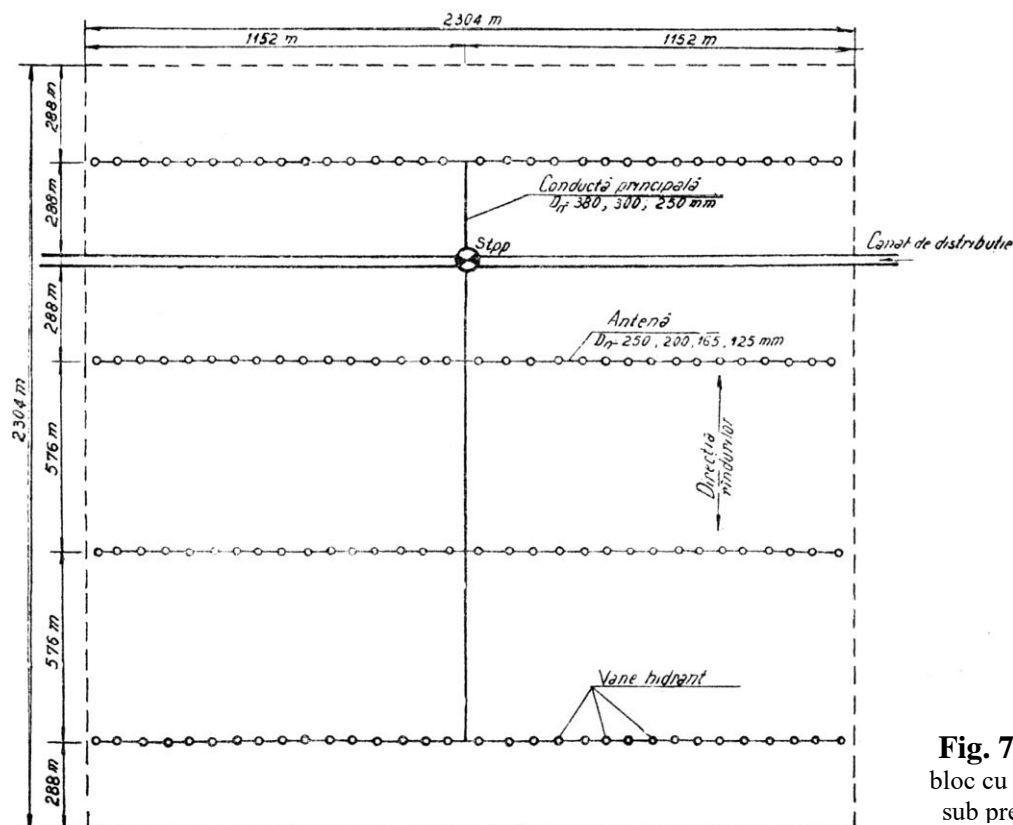
Pe antene sunt montate, la distanța de 72 m, vanele hidrant de 125 mm, ce se racordează la antene prin tuburi de fontă de 1 m lungime. Vanele hidrant sunt protejate cu tuburi de beton încastate în beton. La vanele hidrant se vor racorda aripile mobile de udare. De-a lungul conductelor principale sunt instalate, unde a fost necesar, vane de golire a apei din conducte, pentru perioada de iarnă, și vane de aerisire și dezaerisire. Vanele și supapele sunt protejate cu tuburi din beton.



**Fig. 7.53.** Schema de amenajare bloc Standard.

În cazul terenurilor cu pantă mai mare de 1%, orientată de la nord la sud, diferența de cote topografice în partea nordică a blocului și partea sudică face mai economică instalarea excentrică a stațiilor de punere

sub presiune. În figura 7.54 este arătat un astfel de bloc, în care stația de punere sub presiune se amplasează la 576 m distanță de linia nordică a blocului. Datele privind diametrele conductelor sunt aceleași ca la cazul I.



**Fig. 7.54.** Schema de amenajare bloc cu stația de pompare de punere sub presiune amplasată excentric.

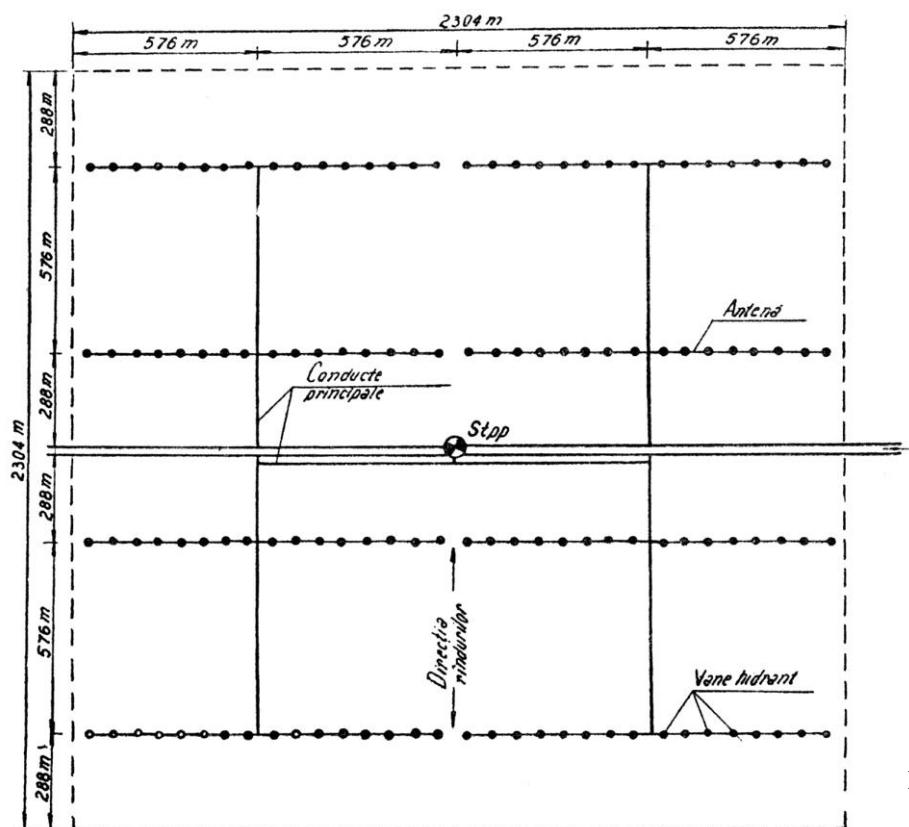


Fig. 7.55. Schema de amenajare bloc cu conducta principală ramificată.

Pe terenurile cu relief mai frământat a fost adoptată schema arătată în figura 7.55, în care de la stația de punere sub presiune pleacă, de o parte și alta, o conductă principală (paralelă cu canalul), care la capete se ramifică. Din aceste ramificații pleacă antenele.

În figura 7.56 se exemplifică cazuri de blocuri din vecinătatea localităților, unde nu s-a putut realiza forma standard a blocului, urmărindu-se prin schema adoptată (conducte principale și antene) să se conducă necesarul de apă până la terenul ce trebuie irigat. Aceste blocuri nestandardizate necesită un număr mai redus de pompe (2-5 pompe).

În toate cazurile, antenele pe care sunt montate vanele, hidranții, la care se racordează aripile de ploaie, sunt orientate de la est la vest; aripile de ploaie sunt montate perpendicular pe antene, pe direcția nord-sud.

Rândurile culturilor se vor orienta deci de la nord la sud, pentru ca aripile să poată fi instalate între rândurile de cultură. Rândurile vor constitui și obstacole împotriva vânturilor frecvente din direcția vestică.

Pentru amenajarea terenurilor din luncă, care prezentau exces de umiditate, s-a utilizat apă din pânza freatică, cu scopul de a diminua lucrările de aducțiune în perioada când pompele funcționează pentru irigații și de a scădea nivelul freatic în perioadele de primăvară, când acesta s-ar putea situa la suprafața terenului.

În acest scop s-au proiectat și executat puțuri care colectează apa freatică și din care, cu ajutorul unei singure pompe, apa este aspirată și refulată în rețeaua

de conducte de irigație sau în canalele de desecare-evacuare (perioada de exces de umiditate). În acest caz, o pompă deserveste o suprafață de 33,2 ha (un plot), având o singură conductă din P.V.C. în lungime de 540 m, cu  $D_n = 125$  mm. Pe această conductă sunt instalați hidranți la distanță de 72 m, la care se racordează aripile de udare (fig. 7.57, a).

La amenajările din luncă (pe canalul  $E_1$ ,  $E_2$ ,  $W_1$ ,  $W_2$ ) s-au adoptat, în afara sistemului descris mai sus (alimentarea cu apă din puțuri), sistemul de alimentare din canal, prin care două pompe aspiră apa din canal și o refulază într-o conductă de 1.160 m lungime cu  $D_n = 125-250$  mm. Pe această conductă sunt instalați hidranți la 72 m (fig. 7.57, b).

### 7.3.2.2. Tipuri de rețele și trasee în soluția a II-a ( $S_2$ )

**Tipuri de rețele de distribuție în  $S_2$ , cu problematica traseelor.** Pentru  $S_2$  (agricultură parcelară, relief complex și folosințe complexe, v. fig. 2.12), aspectele economice ale problemei determină soluționarea ei tehnică.

În soluția  $S_2$ , rețeaua de conducte având rol de legătură între bornele de irigație, este normal să se adopte traseul optim economic. Ținându-se seama de poziția geografică și altimetrică a bornelor de irigație și de eventualele obstacole dintre toate traseele posibile ale  $Re$ , există numai unul singur care este cel mai economic.



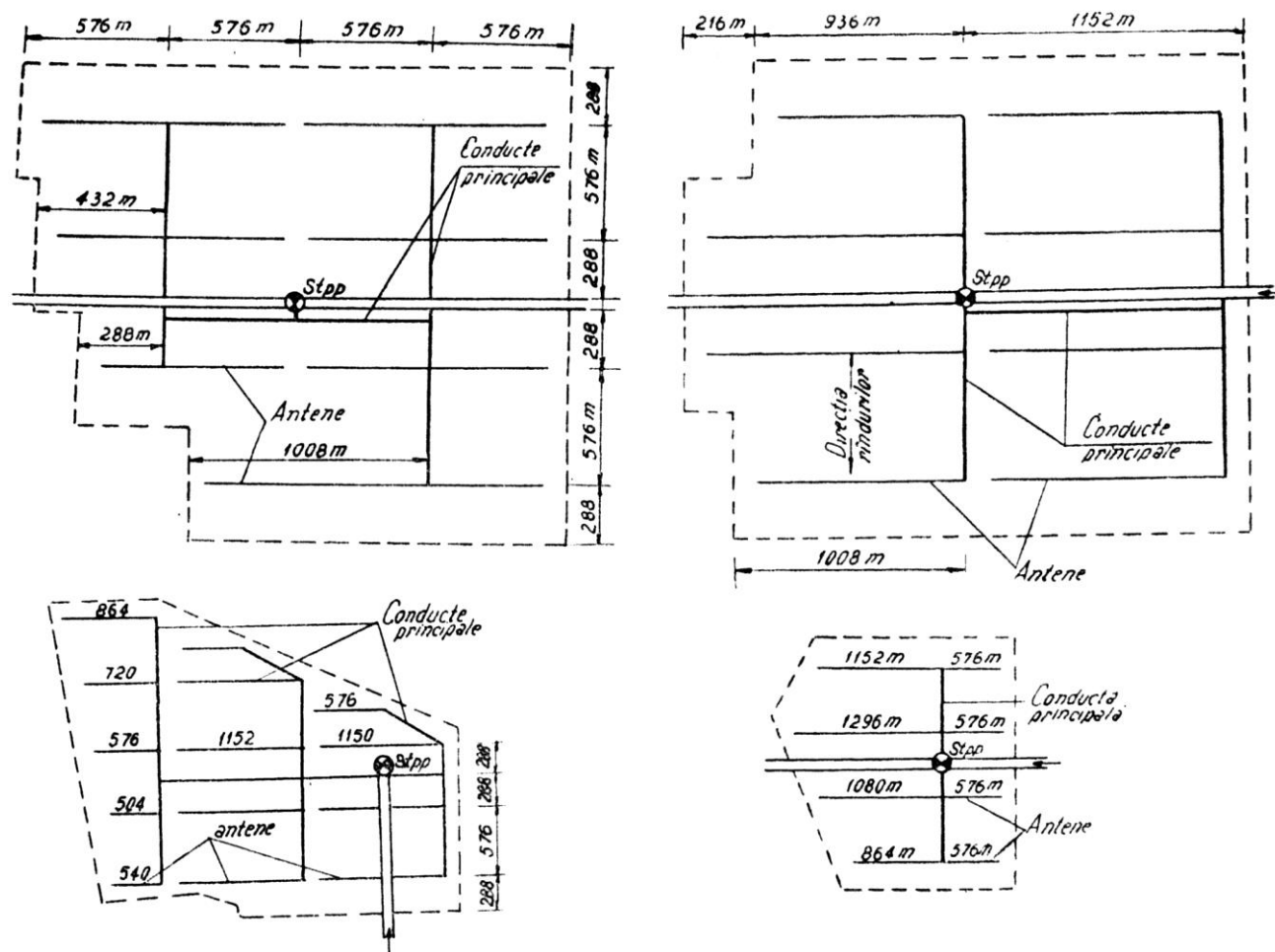


Fig. 7.56. Diverse scheme de amenajare a blocurilor din jurul localităților.

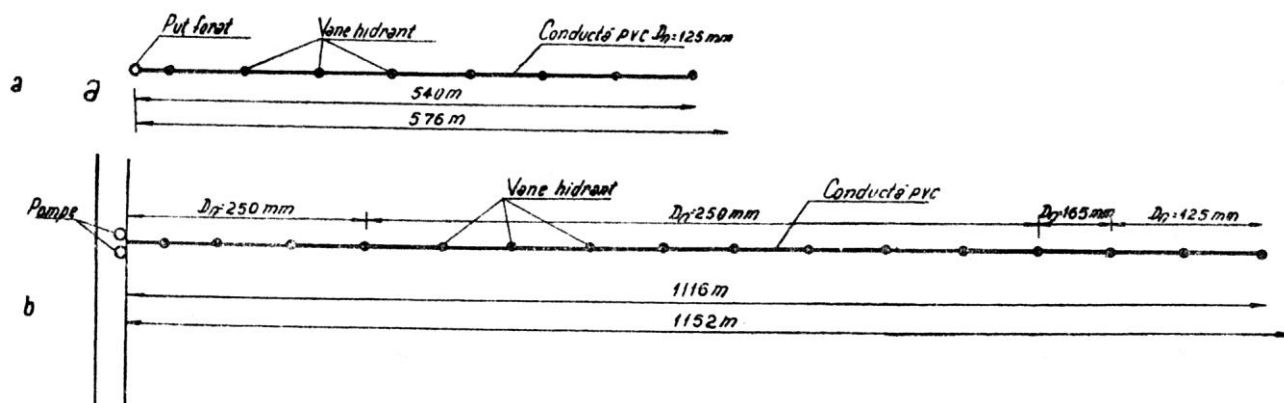


Fig. 7.57. Sisteme utilizate în luncă: a – puț cu o pompă și o conductă din PVC; b – canal cu două pompe și o conductă de PVC.

Dacă toate conductele ar avea aceleași diametre, la punctul de branșament unde se întâlnesc trei conducte (una de aducțiune și două derivații), traseele fac între ele un unghi de  $120^\circ$ . Realizând organizarea rețelei în aceste condiții, se asigură traseul celor mai scurte lungimi, care însă nu este echivalent cu traseul cel mai economic, diametrele conductelor nefiind identice. Conductele cu diametrele cele mai mari fiind mai scumpe, este firesc să se urmărească scurtarea lungimii acestora, ca urmare a modificării unghiului ce cores-

punde punctului de branșare. Optimum se atinge atunci când vectorii, având ca direcție cele trei trasee ce ajung la punctul de branșare și ca lungime, segmente proporționale cu prețul unitar al celor trei conducte, au o rezultantă geometrică nulă [1; 12]. Din construcția geometrică se determină soluția optimă (v. paragraful 7.3.2.3).

Din cele de mai sus se evidențiază două probleme, cu unele dificultăți în rezolvare.

1) Determinarea traseelor economice presupune

cunoașterea diametrelor; în această fază de studiu-proiectare diametrele nu sunt încă stabilite (cunoscute), ele depinzând și de aceste trasee. Practic, problema se rezolvă prin aproximații succesive; o singură aproximație este în general suficientă (v. paragraful 7.3.2.3). Se stabilește mai întâi traseul celor mai scurte lungimi (traseul la  $120^\circ$ ), care permite un prim calcul al diametrelor. De aici se trece la traseul economic real și la o nouă ajustare a diametrelor alese (calculate) mai înainte.

2) A doua dificultate în problema traseelor constă în organizarea optimă a rețelei. Fiind impuse o serie de restricții în planul de situație pe care urmează să se traseze rețeaua (restricții rezultate din poziția punctelor de deservire, hidranții de irigație  $H_i$ , precum și a limitelor unor zone de restricții: căi de comunicație ce nu se pot traversa prin conductele de irigații, zone aglomerate cu interziceri pentru rețele, puncte obligate de trecere), fixarea traseului inițial al rețelei constituie o parte din organizarea generală, în care buna și complexa pregătire a proiectantului joacă un rol hotărâtor.

În metoda actuală, care este riguroasă dacă toate nodurile sunt formate din  $H_i$ , se pleacă de la punctul cel mai îndepărtat de sursă și se urmărește rețeaua conform unei legi simple de aproximație. Se trece astfel de la o rețea de  $n-1$  hidranți, la o rețea de  $n$  hidranți, prin adăugiri întotdeauna în exteriorul rețelei de  $n-1$ . Atunci când este vorba de o rețea unde există noduri fără hidranți, metoda enunțată mai sus nu va duce întotdeauna la cea mai bună soluție [1; 12]. În măsura în care primul traseu obținut este ulterior ameliorat de o serie de aproximații succesive, reclamând o bună pricepere din partea proiectantului, această metodă (a traseelor economice) va conduce întotdeauna la o soluție bună, care va aduce economii de 5-9%. Aceste economii, care nu sunt de neglijat și care variază de la un traseu la altul, pot acoperi cu prisosință eforturile de proiectare, precum și costul unor recuperări și schimburi de terenuri și al unor servituți.

Argumentele de mai sus, marcate în procente economice [1], demonstrează necesitatea adoptării unor trasee economice față de cele clasice, simpliste, care constau în urmărirea unor hotare, drumuri, șosele ș.a.

Metodele de proiectare a traseelor optim economice ale rețelelor, fiind în continuă evoluție, preocupă pe specialiștii în irigații din întreaga lume. Exemplu poate fi și Colocviul internațional ținut în Franța, la Aix-en-Provence, în anul 1971, cu tema „Conceptii, studii, realizări în exploatarea rețelelor moderne de distribuție a apei de irigare prin conducte sub presiune”, ca și Seminarul de hidraulică agricolă de la Alger, din anul 1975.

În categoria perfecționării metodelor de proiectare a rețelelor (cu întregul echipament) se pot înscrie modelele *matematice* ce au ca obiect esențial *cerceta-*

*rea optimului*; ca exemplu, aici se pot încadra:

- găsirea algoritmului care permite cea mai bună organizare a rețelei (cu cercetările pentru a se ajunge la o automatizare a traseului);

- ansamblul funcțional: stația de pompare – conducta de refulare – rezervoarele (limitatoare de presiune) – rețeaua de conducte;

- echipamentul parcelor (folosințelor) care să permită automatizarea proceselor de irigare-udare (alimentare cu apă), în concordanță cu „cererea” culturilor agricole (și a altor beneficiari), precum și cu capacitatea de satisfacere a rețelei de distribuție și a sursei.

Pentru testarea numeroaselor variante care depind de mai multe variabile, este indispensabilă introducerea ordinatorilor în tehnica irigației. Pe plan mondial problema respectivă se găsește (putem spune în urma consfăturilor internaționale ținute în 1971 Franța, 1972 Bulgaria; sau în 1975 în Algeria) în preziua când elaborarea proiectului va putea fi aproape integral automatizată, începând cu planul de amplasare a hidranților de irigație și până la devizul estimativ.

În prezent există [1] deja o serie de programe operaționale: calculul debitelor, calculul diametrelor optime, traseul profilelor longitudinale; în curs de elaborare sunt și programele pentru antemăsurători și devize estimative.

**Considerații asupra debitelor.** Distribuția apei pe  $R_c$  făcându-se în mod curent prin una din metodele: rotație – „tur de udare” sau la „cerere”, rezultă că stabilirea debitelor de tranzit prin rețea (debit pe un tronson de conductă cuprins între două puncte de prelevare) trebuie să urmeze studiului traseelor și să premerge studiul diametrelor.

În cazul primei metode, *tur de udare*, nu apar dificultăți, întrucât debitul total într-o secțiune reprezintă suma debitelor prizei din aval ce funcționează în același tur (valoarea maximă).

În cazul metodei a doua, *la cerere*, unde folosințele reclamă apa atunci când au nevoie (de exemplu, la cerințele fiziologice ale plantelor transmise automat rețelei ș.a.) sau când beneficiarul devine liber să ude sau să folosească apa când vrea, debitul de vârf maxim într-o secțiune este egal cu suma debitelor tuturor prizei situate în aval; dar probabilitatea ca toate prizele să fie deschise concomitent este atât de mică, încât nu este rațional să se dimensioneze rețeaua pentru acest debit maxim.

Pentru calcularea debitelor maxime probabile, ca și pentru a reprezenta funcționarea rețelei s-au elaborat două modele matematice de către inginerul René Clement (directorul tehnic al Societății Canal Provençe și al Amenajării regiunii Provençe) (v. cap. 3).

*Primul model matematic*, care se referă la o formulă de probabilitate gaussiană, conduce la *prima for-*

*mulă a cererii* (v. cap. 3), care introduce doi parametri: gradul de utilizare în timp a rețelei și calitatea funcționării.

1) Gradul de utilizare a rețelei, care indică timpul real de funcționare din cursul unei zile și care are o influență esențială asupra prețului rețelei, constituie încă subiect de discuții și interpretare în rândul specialiștilor proiectanți.

Sistemele de irigații executate în urmă cu 4-5 ani erau prevăzute cu grade de utilizare de 0,67 (16 ore din 24) sau 0,75 (18 ore din 24). S.T.E. pentru sistemul de irigații Ialomița – Călmățui (I.S.P.I.F. București, inginerul Constantin Bara, șef de proiect complex, 1974) este proiectat pentru un grad de utilizare de 0,83 (20 ore de funcționare din 24, în anii medii) sau 0,92 (22 ore din 24, în anii excesiv de secetoși, anul de calcul cu asigurare de 80%). Pentru noile sisteme, din rațiuni tehnice și economice, gradul de utilizare a rețelei trebuie să fie aproape 1. Dacă acest coeficient scade de la 1 la 0,75, apoi la 0,66, costul rețelei crește respectiv de la 7 la 11% [1]. Trebuie deci depuse eforturi pentru a se adopta un grad (calitate) de funcționare a rețelei de 99%, care implică o probabilitate de pierdere de 1%, care are o influență redusă asupra costului rețelei.

Formula cererii se aplică ansamblurilor de prize ale căror caracteristici de funcționare (debit și durată de deschidere) pot fi considerate ca omogene sau ca repartizându-se ele însele după o lege normală. În mod normal, însă, folosirea debitelor la prize normalizate are drept consecință că ansamblul prizelor este constituit, de fapt, din suprapunerea mai multor subansambluri. Formula cererii se poate aplica fiecărui subansamblu și, ca urmare a proprietăților extinse ale legii lui Gauss, la totalul ansamblurilor – formula cererii generalizată (R. Clement).

*Al doilea model matematic*, mai evoluat, plecând de la un proces aleator de apariție și dispariție, a dus la elaborarea celei de a doua formule a cererii, asemănătoare cu prima. Cea de a doua formulă, mai complexă ca aplicare, se caracterizează prin: abordarea mai exactă a realității, evidențierea erorilor proiectanților care adoptă un „grad (calitate) de funcționare” mai ridicat la partea terminală a rețelei decât la începutul ei. Aplicarea celei de a doua formule a cererii constă de fapt în a alege grade (calități) de funcționare de aproximativ 95 la 99% pentru rețele mici (de ordinul câtorva zeci de prize) și respectiv rețele mari (de câteva sute de prize).

În legătură cu stabilirea debitului care dimensionează rețeaua, în metoda „la cerere”, trebuie să se rețină precizările că cele prezentate anterior sunt raportate la nivelul întregii rețele (rețeaua colectivă, care deservește pe toți beneficiarii), dar în distribuția „la cerere” și că beneficiarul are libertatea să folosească

apa, în cadrul întregului plot (cu parametrii integrați în probabilitatea sau în frecvența de funcționare a prizei) după un indicator destul de variabil. În condiții medii, indicatorul variază după regiuni, de la 1 la 7, corespunzând aproximativ la frecvența de funcționare a prizelor, variind respectiv de la 50% la 15%.

Cele de mai sus subliniază că la avantajele „psihologic”, și „agrotehnic”, combinate cu factorul „economie de apă” pe care le are beneficiarul în distribuția „la cerere”, se opune aspectul economico-constructiv al realizării rețelei, care înregistrează costuri ce variază cu 10-20%, pentru valorile extreme indicate mai sus [1]. La nivelul economic din anul 1971, în Franța era adoptat un indicator de libertate cuprins între 3 și 6 (corespunzând aproximativ frecvențelor de funcționare a prizelor cuprinse între 0,3 și 0,15).

Problema distribuției „la cerere” implică, după cum se vede, o analiză competentă și plină de răspundere, fiind destul de greu de stabilit, în prezent, valoarea social-economică a acestei „libertăți”. Cu toate acestea, realizarea unui sistem de irigații cu funcționare total automată nu se poate concepe fără distribuția „la cerere”. Desigur limitele de „cerere” trebuie stabilite cu mult discernământ.

Problemele legate de stabilirea debitelor de dimensionare și funcționare a rețelei comportă încă discuții. La Colocviul de la Aix-En-Provence (Franța, 1971), aceste probleme au format subiecte ample de dezbateri; adoptarea rațională a parametrilor ce intervin în formula „cererii” a constituit prima preocupare. Într-o rețea de distribuție rațional concepută, nefiind vorba numai de un singur ansamblu de debit de vârf pe tronson, ci de mai multe ansambluri de debite, fiecare, potrivit la o probabilitate de caz, este de dorit de a se crea posibilitatea reprezentării într-un mod mai realist a funcționării la cerere. Printr-o metodă de simulare s-ar putea determina ansamblurile de debite la care ne referim.

Această nouă abordare a problemei ar conduce desigur la o rețea economică destul de diferită de cea care se concepe. În prezent, pentru că ar trebui să fie susceptibilă să se adapteze la mai multe ansambluri de debite, iar „calitatea funcționării” ar putea să fie fixată în funcție de criteriile economice și nu aprioric.

În privința conductelor de aducțiune problemele sunt mai simple, traseul fiind impus și numai evoluția debitelor de tranzitat este aleatorie.

**Considerații asupra diametrelor.** Ultima problemă legată de proiectarea  $R_c$  este aceea a alegerii diametrului economic pentru fiecare tronson de conductă, care să satisfacă condițiile de presiune și debit la  $H_i$  și dintre toate ansamblele de diametre posibile, numai unul singur, pentru fiecare tronson, este cel mai economic.

Aplicarea formulelor cererii (care se face la calculator, în prezent) conduce la calculul diametrelor conductelor. Se remarcă că la fiecare nod nu există o egalitate între suma debitelor intrate și aceea a debitelor ieșite.

În legătură cu metodele folosite pentru stabilirea diametrelor economice și cu efectul economic al diferitelor procedee de calcul se aduc următoarele precizări:

1. Ca metode de calcul se pot distinge: *metode continue și metode discontinue*. Prima metodă (continuă) greu de aplicat, conduce la determinarea de diametre oarecare, care trebuie transformate ulterior în diametre normalizate – comerciale.

A doua metodă de optimizare (discontinuu), fundamentală de Yves Labye (inginer șef al G.R.E.F. Paris), programată pe calculator, are o utilizare largă și deosebit de ușoară (necesitând timpi de calcul reduși, chiar pe mașini mici și medii). Această metodă constă în a construi pentru fiecare tronson o curbă caracteristică, reprezentând prețul în funcție de pierderea de sarcină  $P(H)$ , deci în funcție de diametru. Curbele caracteristice obținute sunt curbe poligonale concave (diametrele formează un ansamblu discret). Plecând de la aceste curbe caracteristice, se construiește (mergând din aval în amonte și din aproape în aproape) curba caracteristică, a rețelei [1],

2. Ca efecte economice aduse prin aplicarea metodei Labye pe ordinatoare, în determinarea diametrelor rețelei, comparativ cu determinările manuale ale unui proiectant foarte exersat, se înscriu economii medii de 3% [1]; comparativ însă cu media proiectanților, dintre care foarte puțini sunt extrem de exersați, economia reală medie se situează în jur de 10-30% [1]. La acest mare avantaj economic (metoda Labye pe calculator) trebuie adăugată și exactitatea rezultatului, care nu se asigură cu o metodă manuală.

În concluzie, eficacitatea metodei discontinue, ducând la precizii maxime cu prețuri de cost ale calculului minime, trebuie generalizată în tehnica irigației cu conducte sub presiune, din actuala etapă.

După fixarea diametrelor pentru întreaga  $R_c$  se poate finaliza lucrarea privind „proiectarea rețelei”, stabilindu-se:

- *antemăsurătorile și devizul estimativ* (care se stabilesc automat, cu calculatorul, prin programe înlănțuite de cele enunțate mai sus – pentru calculul debitelor și diametrelor). În aceste operații se includ și *profilele longitudinale* ale  $R_c$ , care se pot stabili, de asemenea, în mod automat cu ordinatorul, plecându-se de la planul de situație cotate corespunzător,

- măsurile de protecție a  $R_c$  contra suprapresiunilor,

- dispozitivele de distribuția apei pe parcelă,

- aparatul de telecontrol și telemăsură din parcelă, care asigură irigația – udarea automat.

**Considerații asupra schemelor de instalații de udare alimentate prin prizele bornelor de irigație în  $S_2$ .** În interiorul uneia sau mai multor exploatare, pentru cazul aspersiunii cu aspersoare de presiune medie, pornind de la o priză de apă (bornă) care poate să deservească unul sau mai multe hectare, instalația de udare poate fi: mobilă, semimobilă, semifixă și fixă (fig. 7.58) [16].

Conducta primară sau de legătură transportă tot debitul prizei de apă, alimentând conductele secundare sau rampele (aripile) de udare, pe care sunt branșate fie aspersoarele, direct, fie conductele terțiare, care ajung (fiecare) la un aspersor ce se deplasează în același timp cu conducta terțiară.

Pentru un teren (parcelă) de formă dată, orientarea și lungimea rampelor de udare diferă după amplasamentul prizei de apă, la marginea sau la centrul terenului, și după traseul conductei de legătură (primară).

Schemele din figura 7.58 arată că între soluțiile extreme (ca echipare, cost investiții, cheltuieli de exploatare), adică între instalația *mobilă*, în care întregul echipament se mută și instalația *fixă*, în care se deplasează numai aspersoarele, se înscriu și alte soluții intermediare, care se pot diversifica încă după posibilitățile financiare și forță de muncă de care dispun unitățile beneficiare.

Gama de instalații este în prezent foarte largă, oscilând între tipurile extensive, cu deplasări (mutări) totale, și cele intensive, cu instalații total fixe sau autodeplasabile, care facilitează introducerea automatizării în tehnica irigației.

**Traseul economie al rețelei de distribuție de tip ramificat în soluția  $S_2$ . Metoda Rousset.** Analizele comparative demonstrează [31] că în cele mai frecvente cazuri se pot realiza economii ce ajung până la 9% (ale prețului unei rețele), în cazul aplicării metodei dezvoltată de M. Rousset [31], comparativ cu situația în care traseul a fost fixat empiric. Metoda se poate executa manual, dar poate fi adaptată pentru calculul cu ordinatorul. Ea se desfășoară în mai multe faze succesive, care definesc un traseu inițial ce se ameliorează progresiv, până se ajunge la traseul economic.

Adoptarea unui traseu optim – economic permite reducerea lungimii conductelor și aceasta duce la reducerea diametrelor lor pentru aceeași pierdere de sarcină.

Această metodă este utilizabilă în special când limitele funciare (sistematizarea teritoriului) nu impun restricții, iar în caz contrariu poate fi utilă pentru definirea (trasarea) structurilor principale ale rețelei (rețeaua principală).

Fazele succesive ale metodei sunt:

- 1) traseul prin aproximație – traseul nr. 1;
- 2) traseul la  $120^\circ$  – traseul nr. 2;
- 3) traseul economic – traseul nr. 3;
- 4) traseul economic ameliorat.

1) *Traseul prin aproximație*. Permite construirea traseului de lungime minimă, având ca vârfuri punctele de livrare a apei (prizele hidranților sau bornele de irigație). Se obține prin adaptarea practică a unui algoritm clasic al teoriei grafelor: algoritmul Kruskal. Se numește muchie segmentul de dreaptă ce unește două vârfuri (prize de apă) și ciclu, orice traseu închizându-se pe el însuși. Enunțul acestui algoritm este următorul

[31]: „se obține un traseu de lungime minimă legând segmentele (muchii) în ordine crescândă a lungimilor și eliminând de fiecare dată pe acelea care formează un ciclu cu muchiile deja luate (evaluate)”.

În fig. 7.59 se dă un exemplu de utilizare a metodei [31, 32]. Ordinea de unire este:  $AC$ ,  $CE$ ,  $EB$ ,  $BD$ ;  $AB$  este eliminat pentru că formează ciclul  $A.C.E.B.A$ .

Când toate muchiile sunt de lungimi diferite, soluția este unică; în caz contrariu pot apărea mai multe soluții (de exemplu, muchii de lungimi egale care pleacă din același vârf).

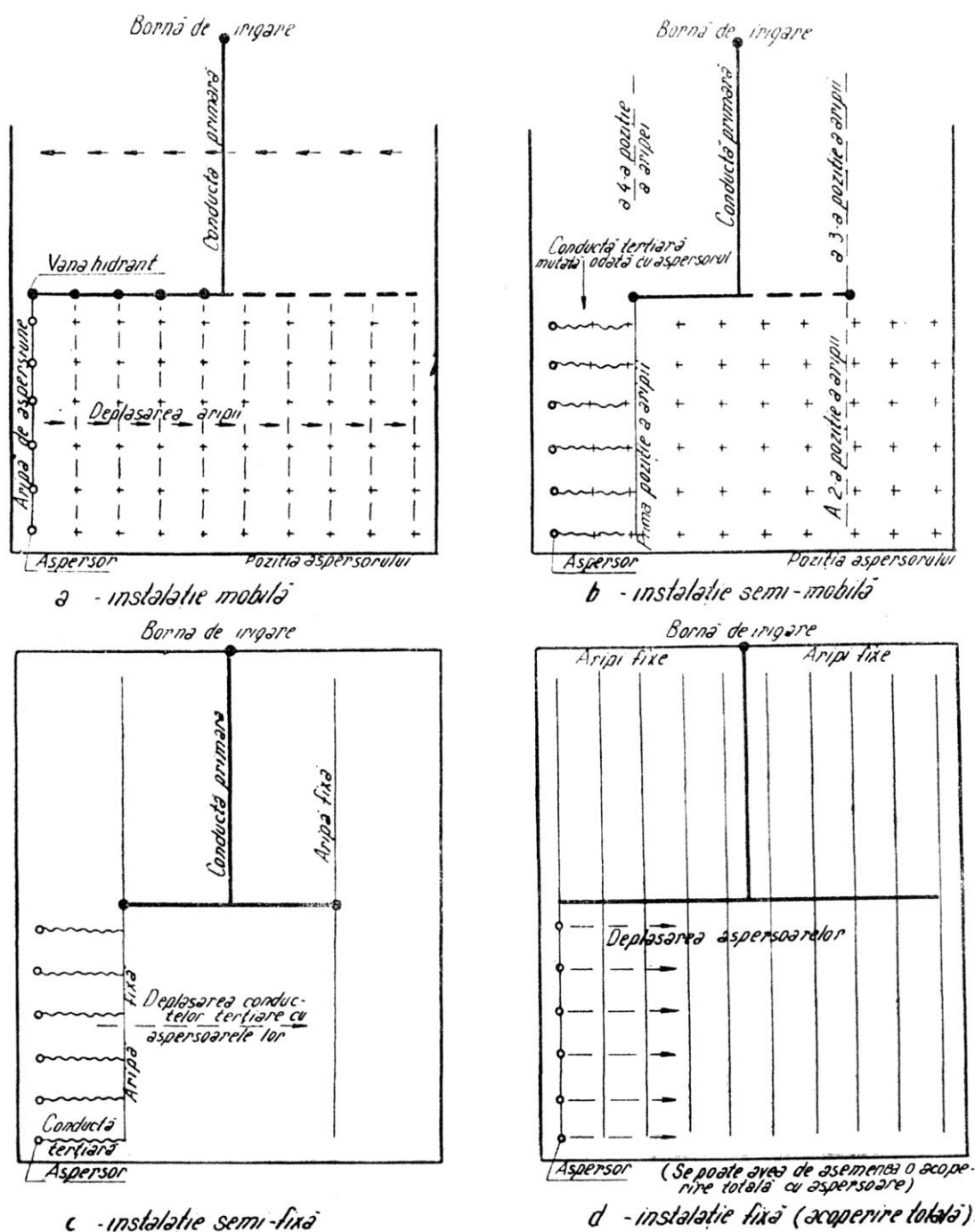
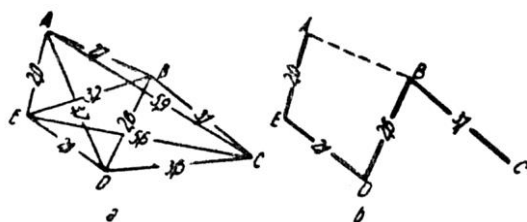


Fig. 7.58. Principalele tipuri de instalații de udare în soluția  $S_2$ .

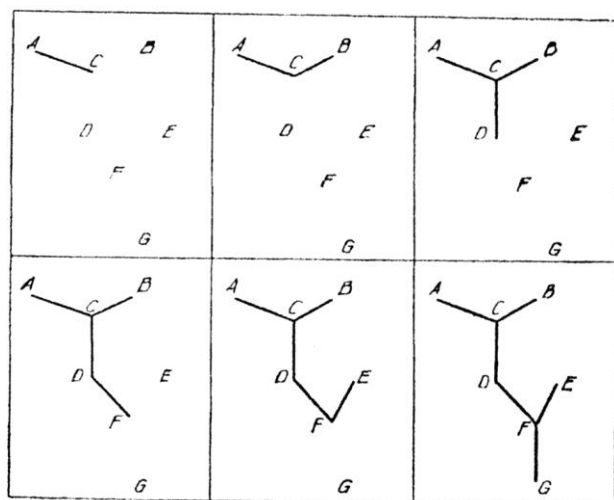


**Fig. 7.59.** Aplicarea algoritmului Kruskal: *a* – toate posibilitățile de legarea celor 5 vârfuri (prize de apă) între ele; *b* – traseul minim [31].

Când numărul de vârfuri (prize de apă – hidranți) devine important, utilizarea practică a algoritmului Kruskal este imposibilă, întrucât trebuie calculate și comparate între ele lungimile tuturor muchiilor (distanțelor) posibile; pentru  $N$  vârfuri (prize) există  $\frac{N^2 - N}{2}$  legături posibile [31].

În vederea aplicării practice, în cazul unei rețele mai mari se folosește o metodă ce derivă din algoritmul Sallin (*Metode și modele ale cercetării operaționale*, de A. Kaufmann), și anume: „traseul se realizează din aproape în aproape, unind fiecare punct cu cel mai apropiat vecin; dacă legătura a fost deja făcută, traseul se continuă adăugind rețelei alt punct (cel mai apropiat)”.

Realizarea practică a acestei metode se vede în figura 7.60. Metoda poate fi ușor adaptată la un calcul pe ordinator. Se introduc, în acest caz, pentru fiecare punct (priză de apă) cele cinci sau șase puncte, cele mai apropiate (nu se întâlnesc practic mai mult de 5 muchii – distanțe de la aceeași origină); cel mai indicat este să se adopte numerotarea punctelor (prizelor) în ordinea poziției geografice. Ca exemplu [31], traseul unei rețele de 100 prize (borne de irigație) a reclamat calculul și compararea a circa 5.000 distanțe după algoritmul Kruskal; după metoda prezentată acest număr a fost limitat la 500 sau 600.



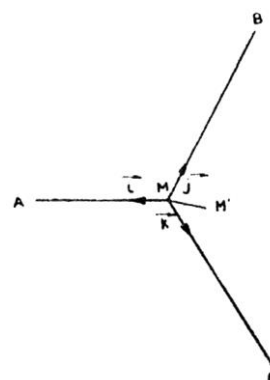
**Fig. 7.60.** Ordinea de unire a punctelor (bornelor de irigație A,..., G) vecine [31].

În concluzie, se poate afirma că traseul prin aproximație dă o idee destul de precisă asupra alurii generale a rețelei sub presiune; totuși, uneori, dacă planul cu distribuirea prizelor (bornelor de irigație) este foarte neregulat, pot apare anomalii în joncțiunea unor antene. Aceste anomalii se vor corecta înainte de a continua metoda.

Traseul obținut în această fază este corectat ținând seamă de limitele existente și de trecerile interzise – traversări de centre populate, căi de comunicație, obstacole dificil de trecut.

2) *Traseul cu cele mai scurte lungimi sau traseul la 120°*. Pentru ameliorarea primului traseu (prin aproximație) și scurtarea lungimii, făcându-se abstracție de debite și costul conductelor, se creează puncte de joncțiune intermediare. Se diferențiază două variante ale metodei: a) cazul a trei puncte obligate (prize de apă) și b) cazul a „n” puncte obligate.

a) Cazul a trei puncte este reprezentat în figura 7.61. Pentru unirea a trei puncte obligate (prize de apă) – A, B, C – pe traseul cel mai scurt se caută un punct intermediar M a cărui poziție se alege astfel încât lungimea  $MA + MB + MC$  să fie minimă.



**Fig. 7.61.** Traseul celei mai scurte lungimi, în cazul a trei puncte [31].

Pentru aceasta trebuie ca:

$$d(MA + MB + MC) = 0 \quad (12)$$

pentru toate deplasările elementare ale punctului M, care se notează cu  $\vec{dM}$ ;  $\vec{i}$ ,  $\vec{j}$ ,  $\vec{k}$ , aceștia fiind vectorii unitari ai dreptelor MA, MB, MC.

Relația (12) poate fi scrisă:

$$\begin{aligned} d(MA + MB + MC) &= dMA + dMB + dMC = \\ &= \vec{i} \vec{dM} + \vec{j} \vec{dM} + \vec{k} \vec{dM} = (\vec{i} + \vec{j} + \vec{k}) \vec{dM} = 0 \end{aligned} \quad (12)$$

Aceasta trebuie să fie adevărată pentru orice deplasare  $\vec{dM}$ ; este deci necesar ca:

$$\vec{i} + \vec{j} + \vec{k} = 0 \quad (13)$$

Cei trei vectori fac între ei un unghi de 120°, iar punctul M nu poate exista decât dacă cele trei unghiuri ale triunghiului ABC sunt mai mici de 120° (fig. 7.62).

Pentru realizarea practică a traseului la  $120^\circ$  se folosește o hârtie transparentă având trasate pe ea direcții la  $120^\circ$ . Se pune transparentul astfel încât direcțiile să treacă prin cele trei puncte, iar punctul  $M$  se găsește la intersecția celor trei direcții.

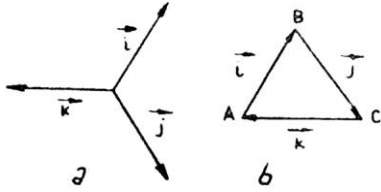


Fig. 7.62. Poziția celor trei vectori și unghiurile dintre aceștia [31].

b) Cazul a „ $n$ ” puncte se reprezintă în figurile 7.63 și 7.64. Proprietatea discutată mai sus se generalizează pentru  $n$  puncte. În cazul a patru puncte, de exemplu, se folosesc simultan relațiile vectoriale (v. fig. 7.63):

$$\vec{i} + \vec{j} + \vec{k} = 0 \text{ și } \vec{k} + \vec{l} + \vec{m} = 0 \quad (14)$$

Dreptele  $\overline{MA}$ ,  $\overline{MB}$ ,  $\overline{MM'}$ ,  $\overline{M'C}$ ,  $\overline{M'D}$  fac de asemenea între ele unghiuri de  $120^\circ$ , iar toate punctele de joncțiune nu pot avea decât 3 drepte incidente.

Pentru realizarea practică a traseelor în cazul a 4 puncte ( $A, B, C, D$ ) trebuie să se folosească două hârtii transparente. Făcându-se construcția la  $120^\circ$  pentru punctele  $A, B, C$  se obține punctul  $M_1$  (v. fig. 7.64) [32].

Aceeași construcție făcută pentru punctele  $M_1, C, D$  determină punctul  $M_2$ . Prin construcții succesive se obțin punctele  $M_1'$  cu  $M_2'$  și  $M_1''$  cu  $M_2''$ , ultimele două determinând traseul minim.

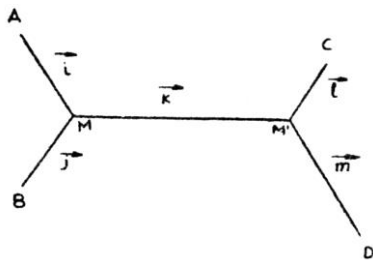


Fig. 7.63. Cazul a patru puncte [31].

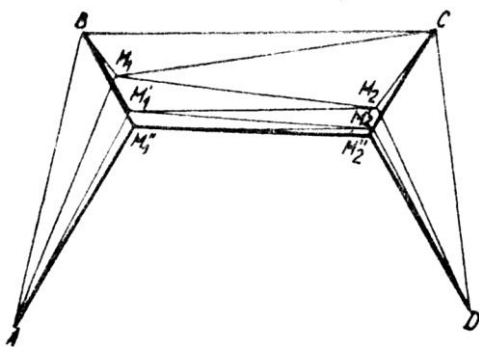


Fig. 7.64. Construcția traseelor în cazul a patru puncte [32].

Traseul minim se obține când latura  $M_1''M_2''$  este orientată pe direcția în care patrulaterul  $ABCD$  are laturile cele mai lungi [31].

În fig. 7.65 se prezintă [31] un exemplu de traseu cu mai multe puncte (borne de irigație), întocmit în faza a doua la  $120^\circ$ .

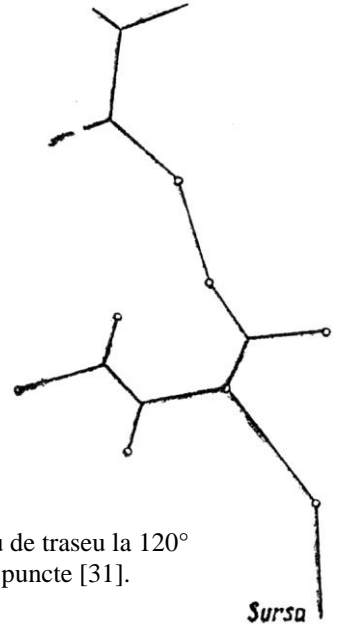


Fig. 7.65. Exemplu de traseu la  $120^\circ$  cu mai multe puncte [31].

Sursa

3) *Traseul economic*. Traseul al doilea, la  $120^\circ$ , prezentat anterior, nu ține seamă de prețul conductelor ce compun rețeaua, respectiv de debitele de transport și de diametre. A treia fază a metodei M. Rousset constă în corijarea (ameliorarea) traseului după construcția la  $120^\circ$ , luând în considerație prețul conductelor.

Pentru a se trece la faza a treia (traseul economic) este necesar să se cunoască diametrele conductelor pentru traseul anterior, la  $120^\circ$ . Aceste diametre se determină în funcție de debitele de tranzit (v. capitolul 3) și se optimizează (diametrele).

Demonstrația anterioară (v. 1 și 2) se poate relua, spre generalizare, ponderând lungimea dreptelor  $MA$ ,  $MB$ ,  $MC$  (fig. 7.66) prin prețul conductelor, notat respectiv cu  $a, b, c$ . Relația vectorială obținută devine:

$$\vec{a}\vec{i} + \vec{b}\vec{j} + \vec{c}\vec{k} = 0 \quad (15)$$

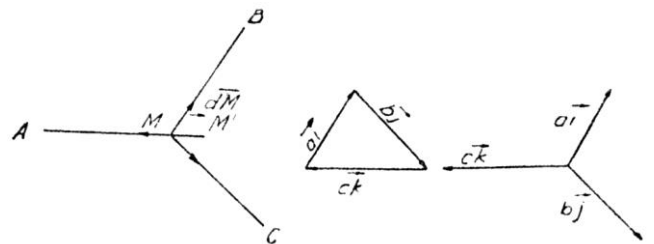


Fig. 7.66. Determinarea traseului economic [31].

Direcțiile celor trei drepte incidente formează un triunghi cu laturile  $a, b, c$ . Pentru ca construcția să fie posibilă, este necesar ca prețul conductei amonte să fie

inferior sumei prețurilor celor două conducte din aval. Practic această condiție este totdeauna satisfăcută.

Punctul  $M$  (numit punct-imagină) se poate obține printr-o construcție geometrică ilustrată în fig. 7.67. Triunghiul  $BCQ$  se construiește astfel ca:  $BC = \lambda a$ ;  $CQ = \lambda b$ ;  $BQ = \lambda c$ . Punctul căutat  $M$  se găsește la intersecția dreptei  $AQ$  și cercul circumscris triunghiului. Obținerea direcțiilor dorite din poziția punctului  $M$  se observă din egalitățile de unghiuri arătate pe figură.

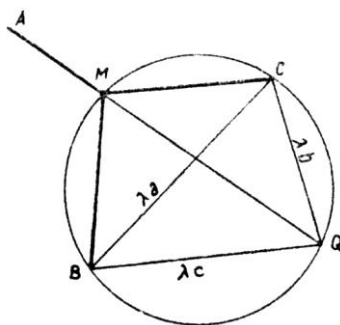


Fig. 7.67. Stabilirea punctului  $M$  [31] ( $M$  – punct imagine).

Într-un patrulater inscriptibil, produsul diagonalelor este egal cu suma produsului laturilor opuse (v. fig. 7.67).

$$MQ \times BC = MC \times BQ + MB \times CQ$$

$$MQ \times \lambda a = MC \times \lambda c + MB \times \lambda b \quad (16)$$

$$a \times MQ = c \times MC + b \times MB$$

Prețul total al celor trei conducte este:

$$P = a \cdot MA + b \cdot MB + c \cdot MC =$$

$$= a \cdot MA + a \cdot MQ = a \cdot AQ \quad (17)$$

Punctul  $Q$  poate fi considerat imaginea punctelor  $B$  și  $C$ . Punctul imagine este important pentru efectuarea construcției punctelor intermediare când numărul punctelor (prizelor de apă) de legat este mai mare de 3.

În figura 7.68 se prezintă un exemplu [31] aplicat la 5 puncte: punctul  $Q_1$  este imaginea lui  $A$  și  $B$ ; punctul  $Q_2$  este imaginea lui  $Q_1$  și  $C$ ; punctul  $Q_3$  este imaginea punctelor  $D$  și  $Q_2$ .

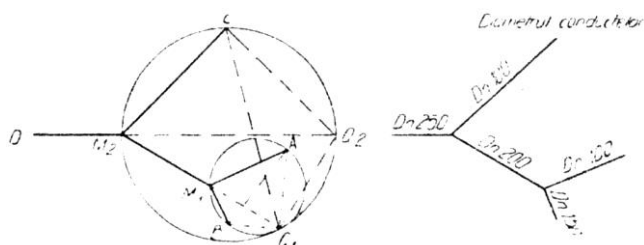


Fig. 7.68. Exemplu de construcție economică pentru cinci puncte [31].

Această construcție se aplică în faza a doua a traseului la  $120^\circ$ .

Procedul expus prin figura 7.68 fiind laborios de aplicat de fiecare dată, în practică se folosește o hârtie transparentă pe care s-a raportat un anumit nu-

măr de soluții posibile. În figura 7.69 se dă un exemplu [31] care se referă la un caz frecvent de unire, când două din trei conducte au același diametru (același preț).

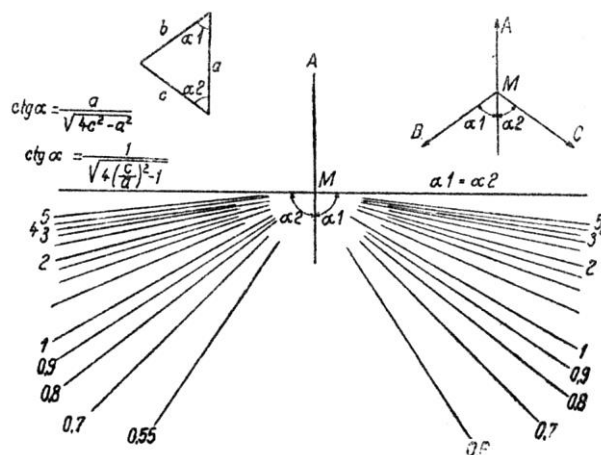


Fig. 7.69. Construcția economică simplificată [31].

*Exemplu practic* [32]. Impunându-se pentru o suprafață de 70 ha poziția celor 12 puncte (hidranți) cu 23 prize de distribuție, analizarea celor trei trasee (1, 2, 3) a permis evidențierea avantajului ultimului, traseul (3) economic (tab. 7.2. și fig. 7.70) [32].

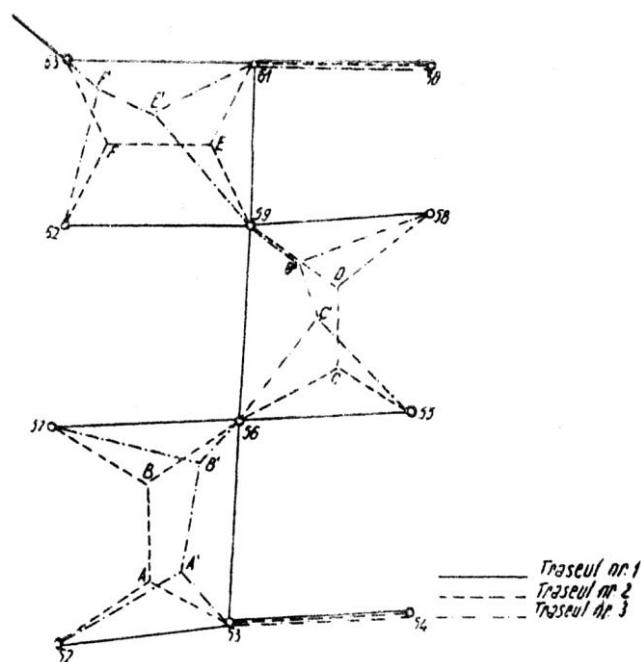


Fig. 7.70. Analiza comparativă a celor trei trasee prezentate în tabelul 7.2 pentru o suprafață de 70 ha, cu 12 hidranți [32].

Din tabelul 7.2 și figura 7,70 rezultă [32]:

– traseul 2, în raport cu traseul 1, aduce o economie de 275 m conductă, adică 9,05%, care echivalează cu o economie valorică de 33.875 lei, adică 11,95% (reducerea substanțială s-a făcut pe seama rețelei principale cu diametru mare):



**Tabelul 7.2.** Studiul tehnico-economic comparativ pentru cele trei trasee [32]

Traseul 1 (prin aproximație)					Traseul 2 (la 120°)					Traseul 3 (economic)				
Tronson	$D_n$ mm	$L$ m	$PU^*$ lei/m	$PT$ lei	Tronson	$D_n$ mm	$L$ m	$PU^*$ lei/m	$PT$ lei	Tronson	$D_n$ mm	$L$ m	$PU^*$ lei/m	$PT$ lei
53-54	125	275	59,5	16.363	53-54	125	275	59,5	16.363	53-54	125	275	59,5	16.363
53-52	125	270	59,5	16.065	A-53	150	135	68,3	9.221	A-53	150	110	68,3	7.513
56-53	200	285	86,2	24.567	A-52	125	170	59,5	10.115	A-52	125	220	59,5	13.090
56-55	125	265	59,5	15.768	B-A	200	140	86,2	12.068	B-A	200	160	86,2	13.792
56-57	100	290	48,8	14.152	B-57	100	170	48,8	8.292	B-57	100	209	48,8	11.468
59-56	250	280	114,1	31.948	65-B	200	165	86,2	14.223	56-B	200	85	86,2	7.327
59-58	125	280	59,5	16.660	C-56	250	170	114,1	19.397	C-56	250	195	114,1	22.250
59-62	125	290	59,5	17.255	C-55	125	130	59,5	7.735	C-55	125	200	59,5	11.900
61-59	300	230	168,7	38.801	D-G	250	115	114,1	13.122	D-C	250	80	114,1	9.128
61-60	125	275	59,5	18.363	D-58	125	160	59,5	9.520	D-58	125	210	59,5	12.495
63-61	350	295	217,6	76.160	59-D	250	160	114,1	18.256	59-D	250	90	114,1	10.269
					E-59	300	130	168,7	21.931	E-59	300	220	168,7	37.114
					E-61	150	135	68,3	9.220	E-61	150	170	88,3	11.613
					61-60	125	275	59,5	16.363	61-60	125	275	59,5	16.363
					F-E	300	160	168,7	26.992	F-E	300	90	168,7	15.183
					F-62	125	135	59,5	8.033	F-62	125	200	59,5	11.900
					63-F	350	135	217,6	29.376	63-F	350	70	217,6	15.232
		3.035		284.102			2.760		250.227			2.885		243.000

\* preț pe metru liniar de conductă pusă în operă

– traseul 3, în raport cu traseul 1, aduce o economie de 150 m conductă, adică 4,95%, care echivalează cu o economie valorică de 41.102 lei, adică 14,5%:

– traseul 3, în raport cu traseul 2, din contră, duce la o creștere de 125 m conductă, dar în același timp aduce o economie de 7.227 lei, adică 2,9% (aceleași observații legate de diametru, ca în primul caz).

Construcția geometrică făcută de C. Scripcaru [32] pentru traseul 3 (economic), care a stat la baza figurii 7.69, este următoarea (fig. 7.71 a, b):

– după executarea traseului 2, la 120°, se determină diametrele conductelor (pentru traseu, 120°), în funcție de debitele de tranzit, adică prețul unitar al acestor conducte. Acesta se ia în calcul pentru traseul economic;

– cele trei puncte A, B, C se leagă între ele printr-un traseu la 120° prin punctul triplu O (fig. 7.71, a);

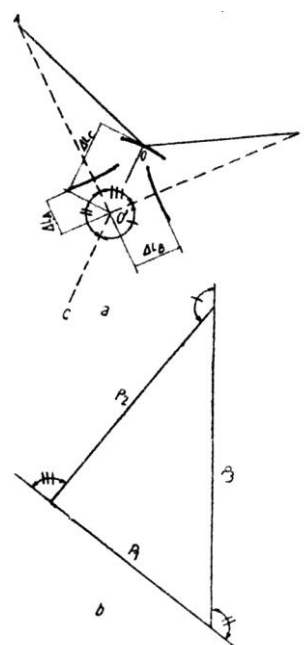
– dacă prețurile unitare ale tronsoanelor AO, BO, CO sunt respectiv  $p_A, p_B, p_C$ , iar lungimile respective  $L_A, L_B, L_C$ , prețul total al rețelei  $P_i$  va fi:

$$P_i = P_1 + P_2 + P_3 = p_A L_A + p_B L_B + p_C L_C \quad (18)$$

– pentru o mică variație a punctului O, de exemplu în O', variația de preț va fi dată de suma algebrică:

$$\Delta P_i = p_A \Delta L_A + p_B \Delta L_B + p_C \Delta L_C \quad (19)$$

Pentru traseul optim  $\Delta P_i = 0$ .



**Fig. 7.71.** Determinarea punctului triplu pentru traseul economic [32]: a – dintre trei puncte; b – triunghiul prețurilor.

Figura 7.71 evidențiază că noul preț total al rețelei va fi:

$$P'_i = p_A (L_A + \Delta L_A) + p_B (L_B + \Delta L_B) + p_C (L_C - \Delta L_C) \quad (20)$$

– dacă se construiește un triunghi având ca laturi  $P_1$ ,  $P_2$ ,  $P_3$  (fig. 7.71, *b*), atunci suplimentul unghiului format de laturile ce au ca măsură  $P_1$  și  $P_2$  este egal cu unghiul  $AO'B$  (fig. 7.71, *a*); suplimentul unghiului format de laturile ce au ca măsură  $P_2$  și  $P_3$  este egal cu unghiul  $BO'C$ , iar suplimentul unghiului format de laturile ce au ca măsură  $P_3$  și  $P_1$  este egal cu unghiul  $AO'C$ , de unde determinarea imediată a noii poziții a punctului  $O$  în  $O'$  și deci a traseului economic. (Proprietatea demonstrată mai sus este luată [32] prin analogie cu metoda lucrului mecanic virtual).

În concluzie, metoda Rousset efectuată în cele trei faze (traseul prin aproximație, la  $120^\circ$  și economic) prezintă neajunsul că înălțuirea acestora (trei faze operații) este lipsită de rigurozitate, deși fiecare traseu în parte este riguros pentru scopul întocmit (ameliorarea traseului precedent).

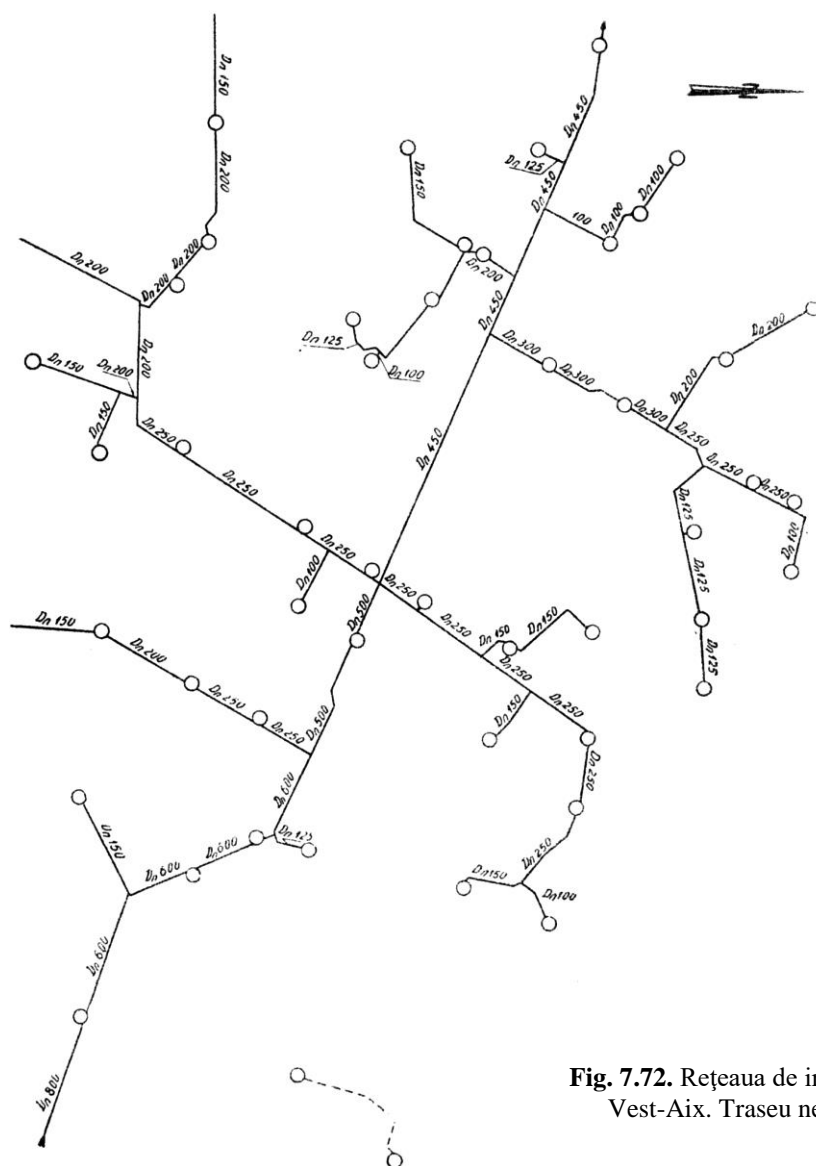
Autorul metodei, evidențiind acest neajuns, indică și unele posibilități de ameliorare (sub formă de traseu economic ameliorat).

4) *Traseul economic ameliorat.* Ameliorarea traseului economic, obținut anterior, trebuie să conducă la optimizarea integrală a rețelei sub presiune, atât în ceea ce privește traseul cât și diametrele, respectiv prețul, în funcție de debitele și presiunile necesare.

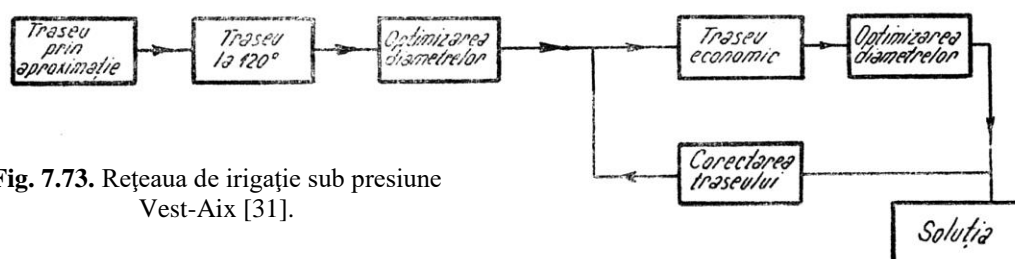
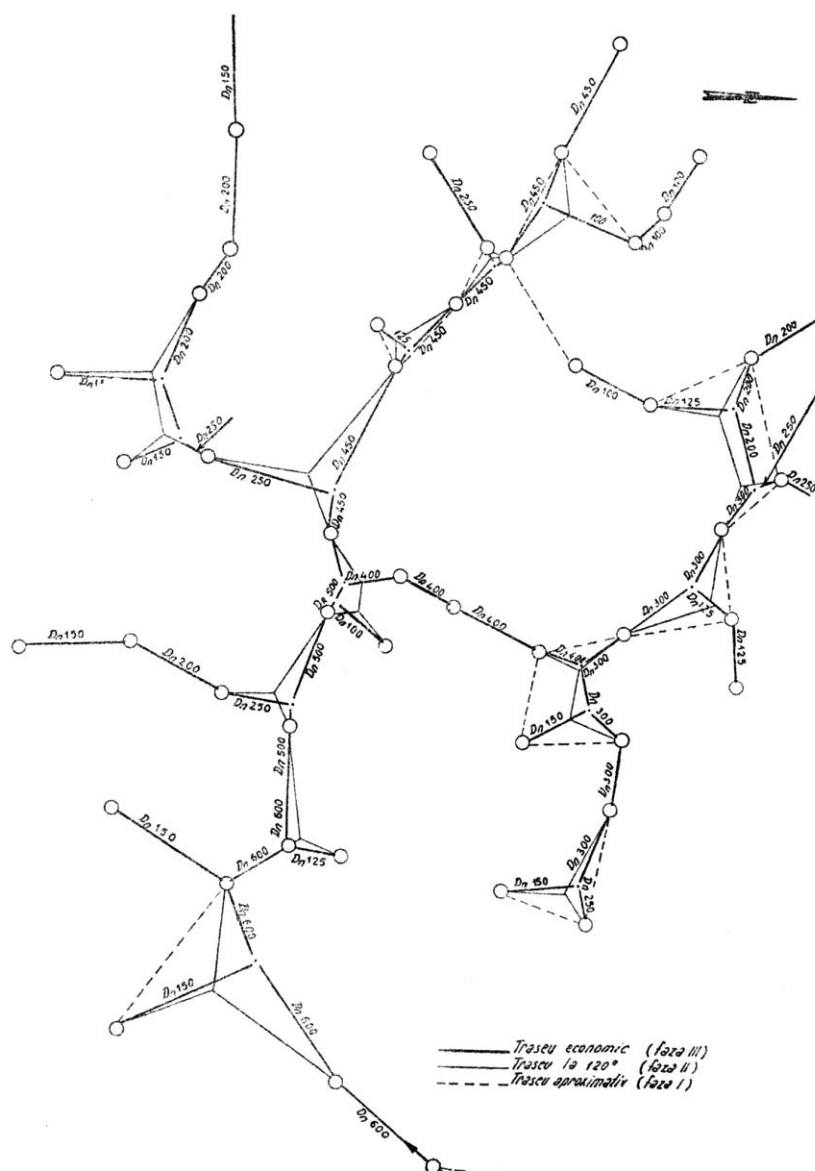
Problema comportă luarea în considerație a unui număr mare de parametri, ceea ce a făcut ca până în prezent să nu fie rezolvată total și respectiv să nu fie pus încă la punct un astfel de program de calcul pentru calculator.

Până în prezent s-a ameliorat [31] traseul economic în sensul asigurării unei înălțuiri riguroase a celor trei etape (prin aproximație, la  $120^\circ$  și economic), ajungându-se la optimizarea structurii rețelei.

Imperfecțiunile traseului (în faza a treia – economic neameliorat) sunt legate de întortochearea conductelor principale și reîntoarcerile antenelor (conductele de serviciu) spre amonte, spre stația de punere sub presiune (v. fig. 7.72 și 7.73).



**Fig. 7.72.** Rețeaua de irigație sub presiune Vest-Aix. Traseu neoptimizat [31].



**Fig. 7.73.** Rețeaua de irigație sub presiune Vest-Aix [31].

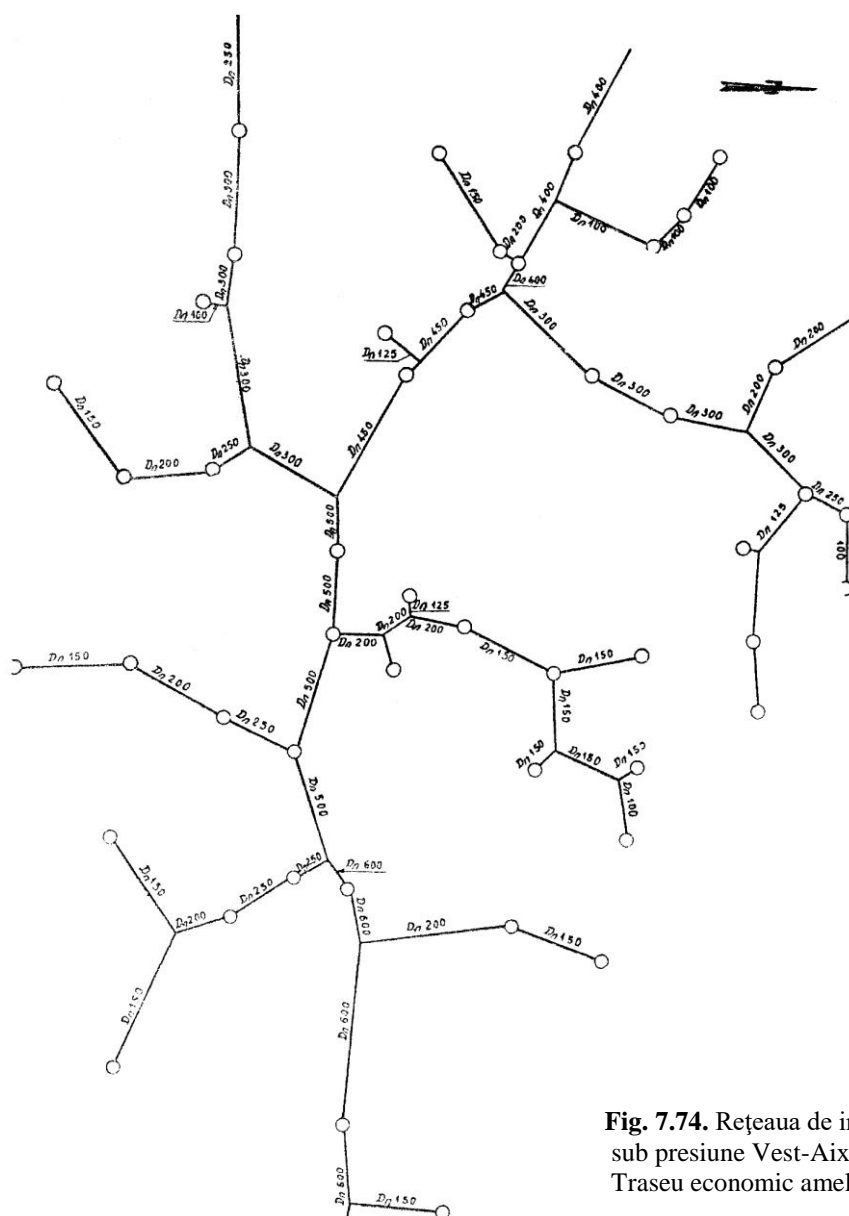
Aceste defecțiuni se ameliorează luându-se în considerație ansamblul datelor existente în această fază de studiu: poziția punctelor (hidranților) defavorabile, presiunile necesare în fiecare punct, debitul de transportat și diametrul fiecărui tronson.

Orice transformare sau ameliorare a traseului trebuie verificată, testată printr-o optimizare a diame-trelor, care să dovedească aducerea unei diminuări a costului.

Prin încercări succesive (minimum 3 sau 4) se va ajunge la obținerea unei soluții satisfăcătoare.

Înălțuirea operațiilor preconizate de M. Rousset este redată în schema indicată la pag. 293 (jos).

Pentru ilustrarea metodei, cu avantajele sale tehnice și economice, autorul (M. Rousset) a analizat comparativ – pentru cele 4 faze – rețeaua de irigații sub presiune Vest de Aix–Franța (fig. 7.72, 7.73, 7.74 și tab. 7.3).



**Fig. 7.74.** Rețeaua de irigație sub presiune Vest-Aix [31]. Traseu economic ameliorat.

Pentru a se pune în evidență economiile realizate prin valorificarea metodei, M. Rousset a aplicat-o (metoda) la două rețele sub presiune: Vest-Aix și Baisses (tabel 7.3), ale căror trasee (executate) n-au fost însă realizate în această nouă concepție.

Pentru rețeaua Vest-Aix, care a fost mai mult studiată, traseul final a fost obținut după trei încercări [31].

Datele înscrise în tabelul 7.3 indică necesitatea aprofundării studiului traseelor, prin importante economii aduse de traseul economic ameliorat.

Diferențele mari ale costului provin din reducerea lungimii conductelor principale, cu diametru mare ( $D_n \geq 400$  mm), care formează de fapt structura rețelei.

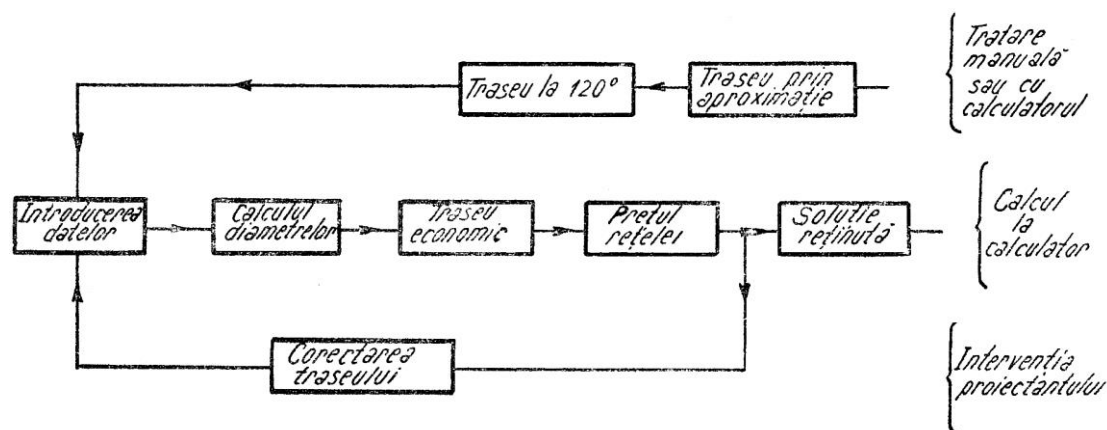
Prezentarea celor patru trasee (faze) reliefează avantajele economice ale adoptării unor soluții optime, atât în privința traseelor cât și a celorlalți parametri (de-

bite și presiuni), respectiv diametre optime. Ameliorarea metodei Rousset reclamă folosirea calculatorului electronic, pentru care se impune punerea la punct a unui program de calcul.

Ordinea de desfășurare a programului pentru calculator poate să fie:

- prima parte a metodei (trasee prin aproximație și la  $120^\circ$ );
- optimizarea diametrelor (prin metoda discontinuă a lui Labye, sau, alte metode mai rapide);
- ultima parte a metodei (determinarea punctelor de joncțiune în funcție de costul conductelor).

Proiectantul va face modificările de traseu în conformitate cu rezultatele calculelor bazate pe o complexitate de parametri, cum rezultă și din schema de la pagina următoare, în care M. Rousset indică în-lănțuirea diferitelor faze.



**Tabelul 7.3.** Analiza comparativă a costului rețelelor sub presiune în diferite trasee [31].

Traseul	Mărimi	Rețeaua VEST-AIX (~1.000 ha)	Rețeaua BAISSSES (680 ha)
Traseu neoptimizat	Lungime	40,6 km	27,2 km
	Cost total	3.370.000 F*	2.263.000 F
Primul traseu economic	Lungime	36,4 km	22,3 km
	Cost total	3.137.000 F	2.110.000 F
	Economie %	7,2 %	6,8 %
Traseul economic final	Lungime	37,2 km	—
	Cost total	3.070.000 F	—
	Economie %	9%	—

\* F\*= franci francezi (1971)

### 7.3.3. CONDUCTELE ȘI ECHIPAMENTUL DE CONTROL ȘI PROTECȚIE ÎN REȚELELE DE IRIGAȚII SUB PRESIUNE

#### 7.3.3.1. Conductele. Condiții de alegere

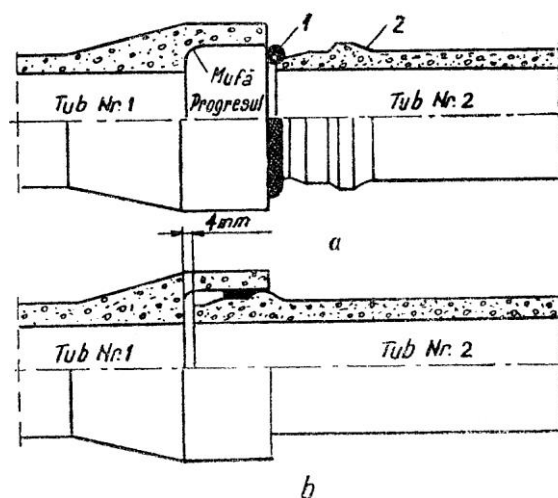
Începând de la instalația de punere sub presiune (Stpp) și până la punctele de udare, transportul, distribuția și reglarea debitelor de apă sunt asigurate printr-o rețea complexă de conducte și echipamente. Costul acestora reprezentând partea cea mai mare a cheltuielilor de investiții, evidențiază interesul alegerii atente a materialelor, diametrelor, claselor de presiune, tipurilor de echipamente și amplasamentelor, care completează optimizarea traseelor.

Conductele rețelelor de distribuție se pot construi din: beton armat, oțel, fontă, azbociment, clorură de polivinil (PVC) și polietilenă (PE).

**Conducte din beton precomprimat.** Domeniul marilor diametre, de la 500-800 mm și până la peste 2.500 mm, este rezervat în general betonului precomprimat, care tinde să înlocuiască betonul armat ordinar, pentru considerente tehnice și economice. Precomprimarea este longitudinală, pentru creșterea rezistenței la încovoiere, ca și pentru a ușura transportul și pozarea. Pentru a rezista presiunilor proprii rețelelor de irigație, precomprimarea este și radială, cu un bandaj elicoidal din oțel.

marea este longitudinală, pentru creșterea rezistenței la încovoiere, ca și pentru a ușura transportul și pozarea. Pentru a rezista presiunilor proprii rețelelor de irigație, precomprimarea este și radială, cu un bandaj elicoidal din oțel.

În țara noastră se fabrică tuburile PREMIO, cu diametre nominale de 400-800 și 1.000 mm, pentru presiuni maxime de 10 kgf/cm<sup>2</sup>; caracteristicile constructive și soluțiile de îmbinare sunt indicate în fig. 7.75 a, b și în tabelul 7.4 [3].



**Fig. 7.75.** Montarea tuburilor Premo: a – înainte de montare; b – după montare; 1 – inel de cauciuc; 2 – profil.

Folosirea tuburilor PREMIO, cu grad mare de utilizare în rețelele de conducte pentru irigații și alimentări cu apă, este interzisă la presiuni mari (> 10at), în condițiile terenurilor instabile (alunecătoare, de umplutură, mlașoare), ca și în cazul amplasării supraterane cu funcționare la temperaturi sub 0°C.

În tehnica franceză se folosesc curent două procedee de fabricație a tuburilor precomprimare:

– turnarea verticală într-un tipar metalic exterior și un tub interior de cauciuc care se umflă sub presiunea apei – conductele BONNA (Sentab)<sup>1</sup>;

<sup>1</sup> Din 1975, această tehnologie se aplică și la noi în țară.

– centrifugarea orizontală a unui tub de beton armat longitudinal, care apoi se fretează elicoidal, înainte de a se aplica o îmbrăcăminte exterioară din beton – conducte SOCEA.

Întrebuințarea conductelor BONNA și SOCEA impune rezolvarea prealabilă a două probleme:

- asigurarea rezistenței betoanelor față de apele agresive, prin întrebuințarea unor cimenturi speciale;
- protecția armăturilor contra coroziunii în terenuri agresive, fie măbind grosimea betonului și aplicându-i o acoperire – vopsire, fie prin protecția catodică, bine realizată tehnic.

**Tabelul 7.4.** Dimensiunile tuburilor din beton armat precomprimat (PREMO) și a garniturilor de cauciuc [3]

Diametrul nominal (interior) $D_n$ (mm)	400	600	800	1.000
Tubul				
Diametrul exterior al tubului $D_3$ (mm)	484	684	904	1.126
Diametrul exterior al mufei $D_4$ (mm)	812	812	1.052	1.300
Lungimea totală $L$ (mm)	5.145	5.145	5.175	5.175
Greutatea (kg)	875	1.265	2.070	3.085
Garnitura de cauciuc				
Diametrul garniturii (mm)	458	837	837	1.038
Diametrul secțiunii (mm)	20	20	20	25

**Conducte din oțel.** Acestea acoperă o mare gamă de diametre, dar sunt competitive mai ales pentru diametrele medii și mari (400 la 1.000 mm). În tehnica irigației cu conducte îngropate din țara noastră se folosesc diametre uzuale de la 60 mm la 820 mm, cu greutatea ce variază între 4,22 kg/m (la  $D_n = 60$  mm și  $e = 3$  mm) și până la 194,82 kg/m (la  $D_n = 820$  mm și  $e = 10$  mm), conform STAS 404-59. Cu toate avantajele mari prezentate de aceste conducte (îmbinarea elementelor prin sudură, bună comportare în orice teren), utilizarea lor este limitată datorită costului ridicat și sensibilității mari la coroziune. Aceasta obligă (industria) ca pe lângă protecția catodică să se asigure și învelișuri protectoare de tipul:

- carboplast (gudron de huilă) la exterior și
- endoplast (gudron de petrol centrifugat) la interior, care prezentând condiții de accidente e în curs de înlocuire. Pentru diametre mici și medii, protecția se face [17] cu un mortar de ciment de zgură centrifugat, care este mai puțin sensibil la temperaturile locale ridicate provocate prin suduri.

În terenurile mlăștinoase și salinizate, coroziunea provoacă deteriorări rapide ale conductelor de oțel

insuficient de bine protejate.

**Conducte din fontă.** Deși sunt din ce în ce mai concurate de alte materiale (având și cost ridicat), conductele din fontă ductilă (obținută prin adăugarea de cesiu sau magneziu în baia lichidă, modificând forma de cristalizare a grafitului, din lamelară în sferoidală) se pot folosi în rețelele îngropate de irigații în gama diametrelor medii, între 250 și 500 mm. Conductele din fontă ductilă au proprietăți mecanice superioare celor din fontă cenușie, în ceea ce privește rezistența la tracțiune, la șoc și la încovoiere. Protecția contra coroziunii se realizează printr-o acoperire interioară asfaltică sau de mortar de ciment metalurgic, precum și printr-un manșonaj exterior cu material plastic.

Îmbinările tuburilor din fontă sunt de tip „flexibil” (automate), sau de tip „expres”, cu bride, cu șuruburi și cu etanșare de cauciuc.

**Conducte din azbociment.** Se înregistrează, în țara noastră ca și pe plan mondial, tendința introducerii pe scară tot mai largă a azbocimentului în rețelele de irigații cu conducte îngropate, pentru diametre mici și mijlocii de la 100 la 300 mm și chiar până la 600 mm, pentru clasele de presiune ce nu implică folosirea fontei sau a oțelului.

Tuburile din azbociment fabricate curent la noi în țară au diametre de 80-350 mm (tabelul 7.5 și figura 7.76 *a, b, c*), pentru două clase de presiune: *a*) clasa 12/6, în care tubul rezistă la probe de stand la 12 kgf/cm<sup>2</sup>, iar presiunea maximă admisă în rețea este de 6 kgf/cm<sup>2</sup> și *b*) clasa 20/10 – cu semnificații similare pentru 20 și 10 [3].

Lungimea tuburilor de azbociment este de 3 și 5 metri.

Tuburile din azbociment se folosesc în funcție de clasa de fabricație: tuburile de clasa 12, în rețelele în care presiunea este sub 6 kgf/cm<sup>2</sup>; tuburile de clasa 20, în rețelele în care presiunea este sub 10 kgf/cm<sup>2</sup>.

Folosirea tuburilor de azbociment mai este frânată de inconvenientul fragilității în condiții de supra-sarcini (în locurile unde conducta ar trebui să străverseze o cale cu circulație grea – cale ferată), pe terenuri instabile, cu pante mari (> 25%), cu apă freatică sau pământ agresiv față de ciment (STAS 3349-64). Prin mărirea conținutului în azbest și îmbunătățirea calității, tuburile din azbociment prezintă interes crescând pe plan mondial.

În Franța, îmbinarea de tip Gibault se înlocuiește cu o îmbinare de azbociment și etanșare de cauciuc Univit (Eternit).

**Conducte din materiale plastice.** Clorura de polivinil (PVC) și polietilena (PE) se extind continuu pe piața conductelor de diametru mic (sub 200 mm), în special PVC, iar în ultimii ani și de diametru mediu (300-380 mm).

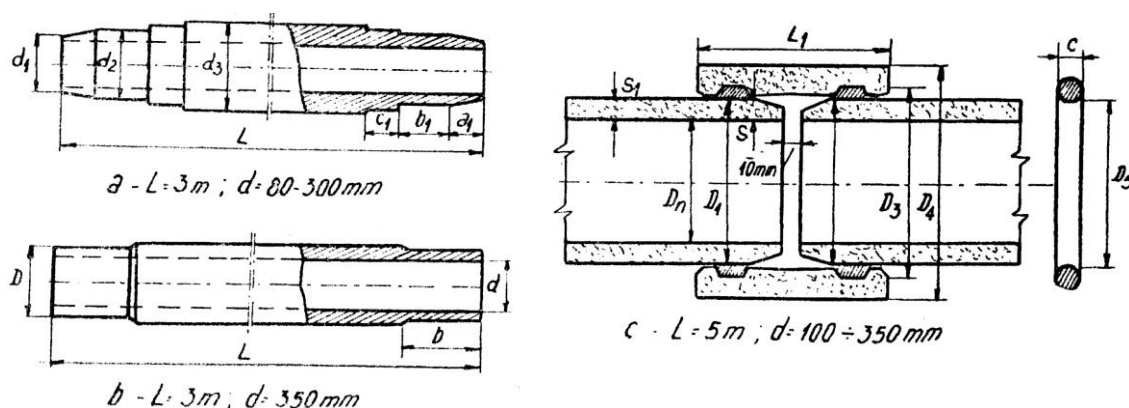


Fig. 7.76. Tuburi din azbociment [3] (v. tab. 7.5).

Tabelul 7.5. Dimensiunile tuburilor din azbociment

Tuburi tip XII/1 cu $D_n = 80; 100; 125; 150; 200; 250; 300$ mm și $L = 3$ m												
Diametrul nominal (interior) (mm)	Diametrele exterioare ale capetelor strunjite (mm)			Grosimea peretelui corespunzător diametrului $d_2$ (mm)		Lungimea părții strunjite (mm)		Lungimea tubului (mm)	Greutatea tubului (kg)			
$d$	$d_1$	$d_2$	$d_3$	$s \pm 0,8$	$a_1$	$b_1$	$c_1$	$L$				
80	85	98	100	9	8	70	200	$3.000 \pm 5-20$	18			
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮		⋮			
300	332	34c	348	23	15	70	200		116			
Tuburi tip XII/2 cu $D_n = 350$ mm și $L = 3$ m												
Diametrul nominal (mm)	Diametrul exterior al capetelor strunjite (mm)			Grosimea pereților la partea strunjită (mm)		Lungimea părții strunjite (mm)		Lungimea tubului (mm)	Greutatea medie (kg)			
$d$	$D$			$S$		$b$		$L$	$M$			
350	$404 \pm 0,74-0,8$			$27 \pm 3,0$		$100 \pm 5$		$3.000 \pm 5-20$	220			
Tuburi tip de $L = 5$ m și $D_n = 100; 125; 150; 200; 250; 300; 350$ mm												
Diametru nominal (mm)	Clasa	Tubul (L=5.00 m) mufe							Inel de cauciuc $D_s \times C$	Greutatea medie		
		$S$	$S_1$	$D_1$	$D_2$	$D_3$	$D_4$	$L_1$		Tub (kg/m)	Mufe (kg/buc)	Tub cu mufe (kg/m)
100	12	9	10	118	121	138	156	150	115 x 14	7.7	2.5	8.2
	20	10	10	120	123	140	158		115 x 14	8.3	2.7	8.8
350	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	190	⋮	—	⋮	⋮
	12	17	18	384	387	408	438		390 x 17	45.7	13.8	48.5
	20	24	25	398	401	422	466		390 x 17	64.7	18.4	68.4

Acest material rigid, inert și ușor este economic mai ales dacă se iau în considerație cheltuielile de pozare. Tronsoanele lungi de 6-12 m pot fi asamblate cu o îmbinare de cauciuc sau simplu lipite, cu condiția ca între ele să fie un mic joc. Ranforsarea conductelor de PVC s-a realizat prin fretaj exterior din fibră de sticlă. Cu toate acestea, introducerea pe scară largă a acestor materiale în rețelele de irigație (îngropate) nu dă încă rezultatele dorite. În prezent se depun eforturi în țările producătoare, printre care și România, atât în ce privește diversificarea gamei de diametre și echiparea lor cu mufe, cât și în privința îmbunătățirii calității.

Primele amenajări de rețele de irigație cu con-

ducte sub presiune îngropate din PVC s-au realizat, la noi, în sistemele Sadova – Bechet și Olt – Călmățui.

Tuburile din PVC sunt de mai multe tipuri;

- tipul ușor ( $U$ ), pentru presiunea nominală de  $2,5 \text{ kgf/cm}^2$  la  $20^\circ\text{C}$ ;
- tipul mediu ( $M$ ), pentru presiunea nominală de  $8 \text{ kgf/cm}^2$ , la  $20^\circ\text{C}$ ;
- tipul greu ( $G$ ), pentru presiunea nominală de  $10 \text{ kgf/cm}^2$ , la  $20^\circ\text{C}$ .

Diametrul nominal al tuburilor PVC realizate la noi în țară variază între 10 și 160 mm, putându-se executa însă și comenzi speciale cu diametrul de 125-280 mm (tab. 7.6).

**Tabelul 7.6.** Dimensiunea tuburilor din PVC (după STAS – 6675/82) [3]

Tipul		Ușor (U)		Mediu (M)		Greu (G)	
Diametrul țevelor de PVC		Grosimea peretelui g	Greutatea (kg/m) (informativ)	Grosimea peretelui g	Greutatea (kg/m) (informativ)	Grosimea peretelui (g)	Greutatea (kg/m) (informativ)
nominal (mm)	abateri limită (mm)	nominal (mm)		nominal (mm)			
10	+0,45	–	–	1,0	0,045	1,0	0,050
12	+0,30	1,0	0,055	1,0	0,059	1,1	0,059
16	+0,55	1,0	0,075	1,1	0,075	1,3	0,094
20	+0,80	1,1	0,105	1,3	0,123	1,6	0,143
25	+0,70	1,3	0,148	1,6	0,182	2,3	0,210
32	+0,80	1,6	0,239	1,8	0,264	2,5	0,351
40	+0,90	1,8	0,334	2,0	0,366	3,1	0,560
50	+ 1,05	1,8	0,422	2,4	0,448	3,9	0,846
63	+1,25	1,6	0,536	3,0	0,864	4,9	1,33
75	+1,45	1,8	0,642	3,6	1,210	5,8	1,86
90	+1,65	1,9	0,811	4,3	1,740	7,0	2,70
110	+1,95	2,3	1,20	5,3	2,60	–	–
114	+2,0	–	–	6,0	3,10	–	–
125	+2,2	2,6	1,52	–	–	–	–
140	+2,4	2,9	1,90	–	–	–	–
160	+2,7	3,3	2,45	–	–	–	–
La cerere se pot executa și țevi având diametre peste limita maximă prevăzută de STAS							
125	+2,2	–	–	6,0	3,83	–	–
140	+2,4	–	–	6,7	4,80	–	–
150	+2,5	–	–	7,5	5,50	–	–
160	+2,8	–	–	7,7	6,3	–	–
170	+ 2,8	–	–	8,3	7,11	–	–
185	+3,2	–	–	9,0	8,56	–	–
210	+3,8	–	–	10,0	–	–	–
250	+4,3	5,1	3,88	–	–	–	–
280	+5,0	5,8	7,37	–	–	–	–

Tehnica engleză realizează și tuburi din PVC ranforsate, cu  $L = 9$  m și diametrul de: 125, 165, 200, 250, 300, 380 mm, prevăzute cu mufe pentru îmbinare. Aceste conducte au fost folosite la amenajarea rețelelor sub presiune amintite (Sadova și Olt – Călmățui).

Pentru rețelele îngropate se folosesc numai tuburi din PVC de tip greu. Condițiile de lucru și depozitare avantajoase pentru tuburile din PVC se înscriu în limita temperaturilor de 5-40°C; în locuri ferite de acțiunea directă a radiațiilor solare, termice sau a frigului.

### 7.3.3.2. Echipamentul de control și de protecție al conductelor

Acest echipament include aparate ce au rolul:

– de a controla admisia apei în conducte și golirea lor, fie că este provocată, fie că este accidentală; acestea sunt vanele de separare (închidere), de golire și

de supravitează (de avarie);

– de a proteja rețeaua contra presiunilor excesive, statice sau dinamice, contra depresiunilor accidentale sau contra pungilor de aer; acestea sunt regulatoarele de presiune, supapele de descărcare, ventuzele și clapetele de admisie a aerului;

– de a permite prelevarea apei la extremitățile ramificațiilor rețelei; acestea sunt bornele și hidranții de irigație.

**Vanele de separare** (închidere-deschidere).

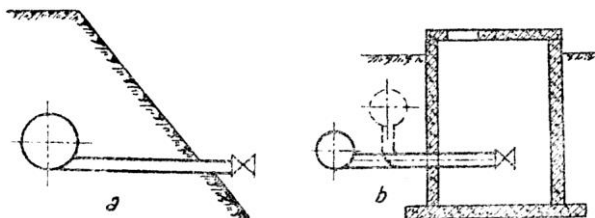
Acestea trebuie să asigure izolarea oricărei părți a rețelei de conducte pentru cerințele exploataării, întreținerii sau reparării. Fiind scumpe și reclamând construcții gen „cămine”, amplasarea lor trebuie făcută cu discernământ. Pe conductele mari de aducțiune se amplasează de la 3 la 5 km (v. fig. 7.5); de asemenea, de o parte și alta a traversărilor importante (căi de co-



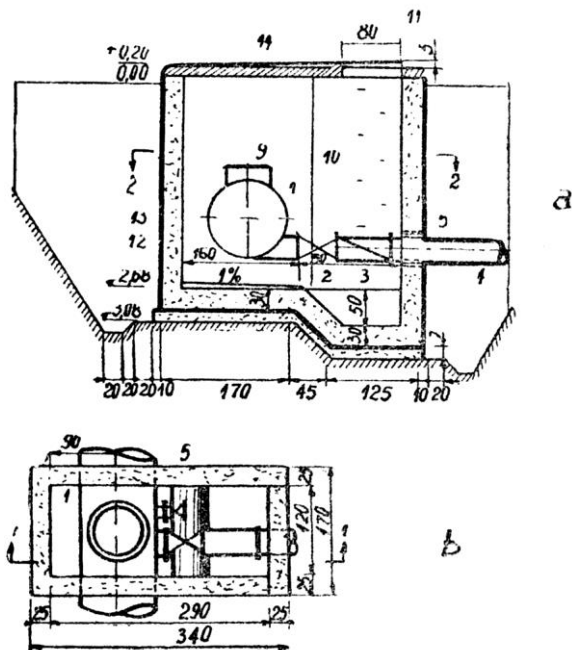
municație, cursuri de apă), la începutul ramificațiilor al căror diametru este de minimum 300-400 mm (conducte principale, antene), în punctele joase și la extremitatea ramificațiilor, pentru a asigura golirea rețelei.

În tehnica noastră, instalațiile de golire se amplasează în două soluții, indicate în figura 7.77 *a, b* [3].

Detalii constructiv-funcționale asupra căminelor cu vane de închidere-golire se dau în figura 7.78 [2].



**Fig. 7.77.** Amplasarea vanelor de golire: *a* – CD descărcare în văi naturale sau canale de desecare; *b* – cu descărcare în cămin lateral, de unde apa este evacuată, prin pompare, pe câmp.



**Fig. 7.78.** Cămin cu vană de golire pe o conductă cu  $D_n = 1.000$  mm [2]: *a* – secțiune 1-1; *b* – secțiune 2-2.

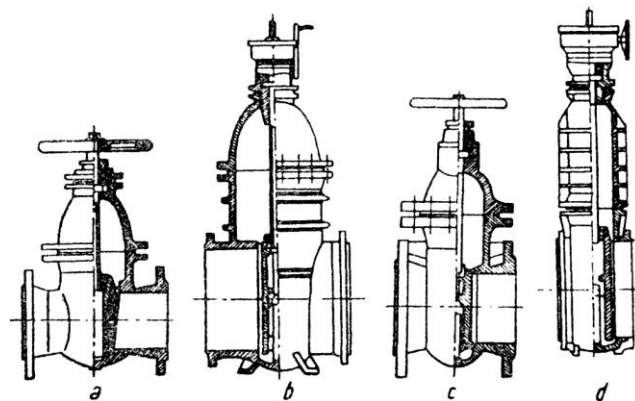
Căminele de vane se amplasează, cum s-a precizat, pe conductele de aducțiune și principale, în puncte impuse (început, sfârșit, traversări etc.) – *vane de capăt*, ca și pe traseu – *vane de linie*, la distanțe variabile, pentru a putea separa convenabil tronsoanele de conducte pentru reparații ș.a.

Tipurile de vane folosite depind de mărimea conductei și presiunea în rețea. În cazul rețelilor cu presiune mare (pentru aspersiune) se folosesc vane cu sertar și corp oval (fig. 7.79, *a, b*).

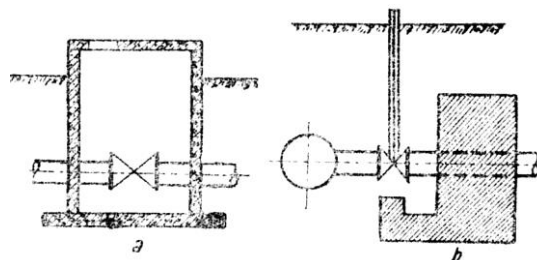
În cazul conductelor cu presiune joasă (pentru scurgerea la suprafață) se utilizează vane cu sertar și

corp plan (fig. 7.79 *c, d*) [3] (STAS 1 518-80).

Vanele de linie se pot monta în două soluții, după importanța rețelei (fig. 7.80): în cămine de protecție din beton și în pământ cu tije prelungitoare protejate (pentru conducte cu  $D_n < 350$  mm).



**Fig. 7.79.** Tipuri de vane: *a* – cu sertar și corp oval, cu  $D_n = 50-350$  mm;  $P_n = 10$  kgf/cm<sup>2</sup>; *b* – cu sertar și corp oval cu tijă acționată de reductor normal, cu  $D_n = 400-900$  mm,  $P_n = 8$  kgf/cm<sup>2</sup>; *c* – cu sertar și corp plan, cu  $D_n = 350-700$  mm; *d* – cu sertar și corp plan acționată cu reductor normal, cu  $D_n = 1.000$  mm,  $P_n = 2,5$  kgf/cm<sup>2</sup>.



**Fig. 7.80.** Schema de montare a vanelor de linie: *a* – vană montată în cămin; *b* – vană montată în pământ cu tijă protejată [3].

Pentru conductele de diametre mari (peste 500 mm) se folosesc curent vanele fluture, fiind ușor și simplu de manevrat. În scopul reducerii efortului de manevrare, uzina societății Neyrpic a realizat vana fluture *Hermédisc* (fig. 7.81), la care fluturele, situat într-un plan oblic în raport cu axa de rotație, permite ca la punerea în acțiune să realizeze o etanșare continuă la periferia sa [44].

Vanele *hermédisc* se livrează cu comandă manuală, electrică, hidraulică sau pneumatică. Organul de comandă se montează în cămin de protecție, pe partea dreaptă sau stângă a conductei (fig. 7.82).

Pentru a se evita depunerea de sedimente din apa de irigație în apropierea bolțurilor, se recomandă montarea vanei *hermédisc* situând axul arborelui în plan orizontal. Sensul de rotire a arborelui este ales în vederea deschiderii părții inferioare a discului spre aval sau spre partea descendentă a unei conducte foarte înclinate, cu scopul de a permite o rapidă evacuare a

eventualelor sedimente care s-ar putea depozita în poziția închisă (fig. 7.83).

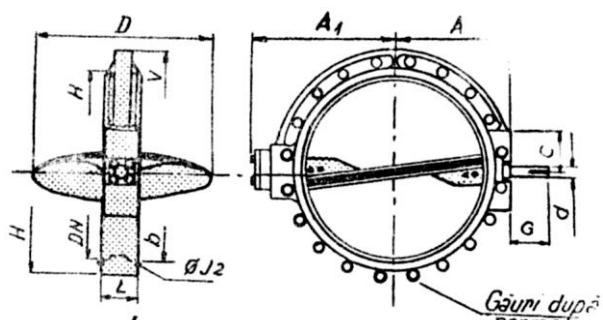


Fig. 7.81. Vană fluture Hermédisc (v. tab. 7.7).

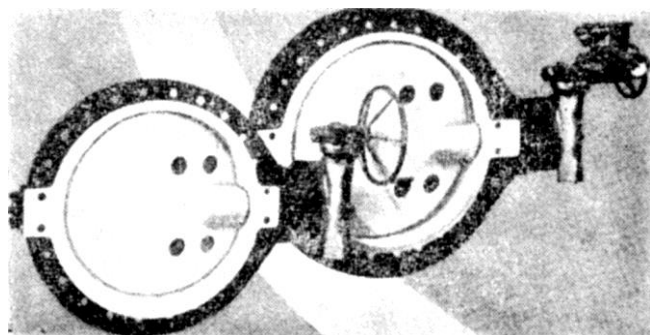


Fig. 7.82. Organul de comandă al vanei fluture Hermédisc

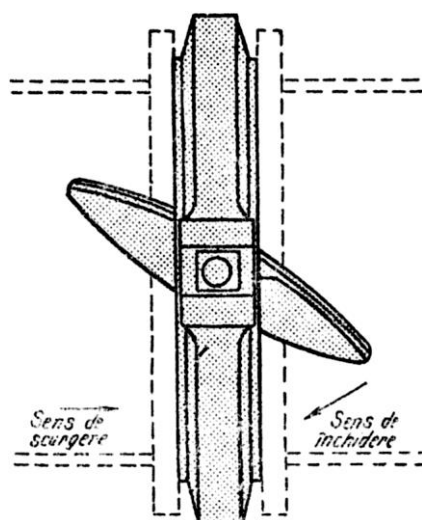


Fig. 7.83. Sensul de manevrare al discului vanei.

Limitele standard de folosire în sarcină (manevrele de deschidere și închidere) a vanelor hermédisc sunt indicate în graficul din fig. 7.84 [44].

Vitezele menționate au loc în conducte cu diametrul nominal egal cu acel al vanei; vitezele de scurgere mai mari de 10-12 m/s nu pot fi considerate decât cu precauție precizată pentru fiecare caz particular [44].

Din punct de vedere al caracteristicilor hidromecanice, vanele hermédisc se supun legilor de funcționare ale vanelor fluture, arborele de manevră fiind

solicitat de următoarele cupluri (fig. 7.85): a) cuplul de frecare, care variază cu împingerea ce se exercită pe disc; b) cuplul datorat eforturilor hidrodinamice; c) cuplul de închidere. Primul și al treilea cuplu sunt întotdeauna rezistente; al doilea este sau motor sau rezistent, urmând sensul de manevrare al vanei.

Poziția relativă a punctelor particulare ABCDE este foarte variabilă, urmărind condițiile de funcționare: presiune – viteză.

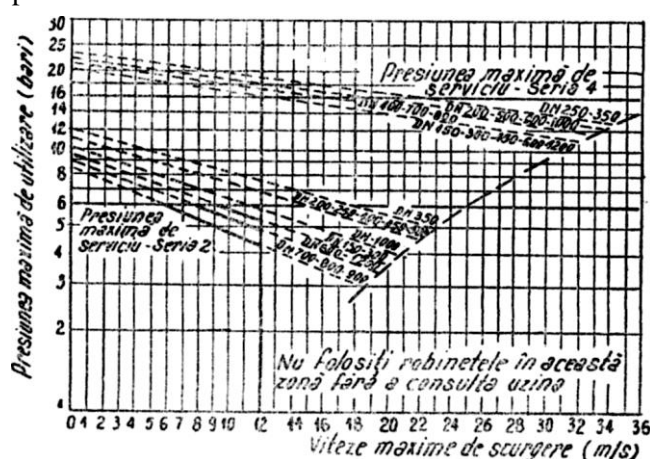


Fig. 7.84. Grafic de exploatare al vanei Hermédisc (valabil la parametrii dați în grafic numai pentru apă limpede cu densitatea 1) [44].

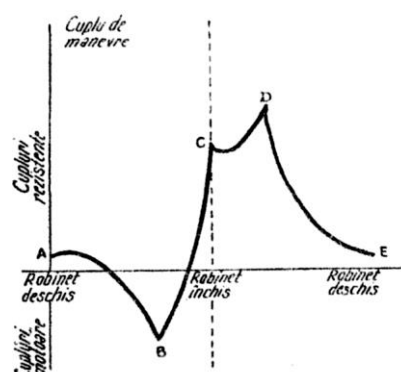


Fig. 7.85. Graficul cuplului rezultat [44].

Definirea – alegerea (tab. 7.7) unei vane și dispozitivele sale de comandă sunt: presiunea de serviciu și viteza maximă de scurgere în momentul manevrării lor.

Pe rețeaua de conducte, vanele fluture hermédisc se montează între flanșe, după anumite norme (ISO PN 6, PN 10, PN 16, PN 25 și ASA 150) [44].

**Vanele zise cu „supravitează”.** Aceste vane au rolul de a evita, în cazul ruperii unei conducte mari, golirea rețelei (parțial sau total) și deci, evitarea pagubelor sau a pompărilor inutile.

Aceste vane se amplasează în principiu în capul conductelor celor mai importante și pe tronsoanele lor coborâtoare; fiind costisitoare, amplasarea acestor vane se face, de asemenea, cu mult discernământ.

**Tabelul 7.7.** Caracteristicile vanelor Hermédisc (mm și kg) (cotele se citesc pe figurile 7.81 și 7.84)

Seria 2												Seria 4											
DN	D	A	AI	H	V	L	b	J <sub>2</sub>	d	G	c	Masă	A	AI	H	V	L	b	J <sub>2</sub>	d	C	G	Masă
100	95	126	115	145		48	119	5,3	14	42	70	7	126	115	145		48	119	5,3	14	42	70	7
150	145	150	150	200		50	165	5,3	14	34	70	10	170	220	200		60	165	5,3	20	55	70	22
200	195	195	244	260		55	230	5,3	20	55	70	17	205	265	260		80	230	5,3	28	60	90	34
250	245	212	277	315		70	285	5,3	25	70	95	29	230	272	315		90	285	5,3	36	85	100	48
300	290	255	310	365		75	335	5,3	28	60	95	38	265	335	365	490	90	335	5,3	40	110	120	60
350	340	280	320	415		85	375	7	36	85	110	51	330	380	415	550	100	375	77	50	130	120	83
400	390	314	385	465	600	100	430	7	40	110	120	70	365	430	465	615	115	430		55	130	135	104
450	440	365	420	520	640	115	485	7	45	120	120	85	409	476	520	660	130	485	7	60	140	135	140
500	490	405	455	570	700	120	530	7	50	130	135	121	412	555	570	725	140	530	7	70	140	150	165
600	580	460	525	675	820	130	635	7	55	130	135	180	460	600	675	855	155	635	7	80	170	160	228
700	680	528	602	775	940	140	740	7	60	140	150	250	569	673	775	970	180	740	10	95	190	190	390
800	780	560	700	885	1060	165	830	10	70	140	160	342	615	770	885	1100	210	830	10	110	210	210	620
900	880	610	751	980	1175	180	930	10	80	170	190	465	68C	835	980	1260	235	930	10	125	210	210	915
1000	980	720	845	1080	1345	210	1030	10	95	170	190	670	750	930	1080	1420	270	1030	10	140	250	250	1210
1200	1180	815	970	1290	1630	250	1230	10	110	210	210	1295	870	1080	1290	1660	290	1230	10	160	300	250	1875

Se pot folosi diverse tipuri de vane sau obturatoare cu închidere automată: de concepție mecanică (cu paletă și contragreutate), hidraulică (cu manometru diferențial, relee și servomotor) sau electromagnetică.

Dispozitivele de declanșare ale vanelor sunt tarate pentru un debit ce depășește cu 20% debitul maxim.

Defectul acestor vane constă în faptul că de fiecare dată când se schimbă regimul normal al conductei trebuie să se reajusteze tarajul. Remedierea acestui defect s-ar putea face printr-o detectare rapidă a variațiilor de debit.

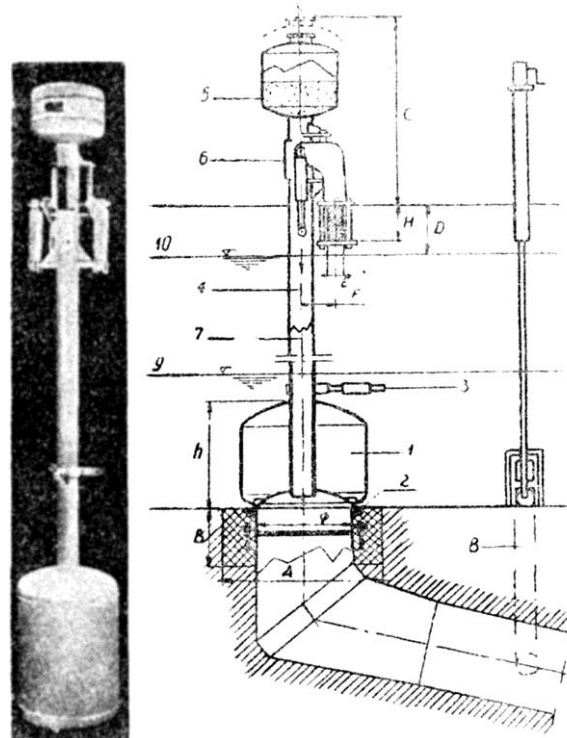
#### Vane clapet de securitate în capul conductei.

Cu același scop final de protejare a rețelei și de prevenire a unor revărsări din conducte, dar cu amplasament și conlucrare diferită ca vanele precedente (cu „supravitează”) sunt și vanele Neyrpic tip „STOP” (fig. 7.86).

Această vană instalată în capul conductei principale, la plecarea dintr-un rezervor, se închide automat în caz de spargere a conductei, prevenind daunele unei inundații, detectând și întreruperile (penele în alimentare) previne umplerile necontrolate. Prin simplitatea sa constructivă, funcționarea automată, sensibilitate, imposibilitatea manevrării greșite ca și prin instalarea într-un loc comod, care nu solicită lucrări suplimentare, această vană de securitate este prioritară față de vanele clasice de capăt.

Principiul de funcționare al vanei „STOP” este următorul [45]: un obturator mobil, deplasabil deasupra pâlniei conductei de protejat, este supus la efortul ascensional al flotorului scufundat leștabil și la o aspirație în jos proporțională cu pătratul debitului. Dacă

aceasta depășește o valoare predeterminată, echilibrul forțelor este rupt, obturatorul părăsește poziția de deschidere și este energic aplicat pe locașul său.



**Fig. 7.86.** Vană „STOP” (dimensiuni în tab. 7.8): a – foto; b – secțiune; 1 – flotor; 2 – prag; 3 – cabluri de centrare; 4 – supapă de aer; 5 – buncăr cu leșt; 6 – intrarea aerului; 7 – cota  $L$ , distanța minimă a axului de pereți; 8 – by-pass; 9 – nivel minim; 10 – nivel maxim; E – grinda suport a părții fixe.

**Tabelul 7.8.** Dimensiuni de montaj și elemente tehnice ale vanei „STOP” (vezi fig. 7.86)

$D_n$ (mm)	$A$ (mm)	$B$ (mm)	$C$ (mm)	$D$ (mm)	$E$ (mm)	$F$ (mm)	$h$ (mm)	$L$ (mm)	$L$ (mm)	Debit maxim (l/s)	Pierderi de sarcină (cm)	Ridicarea maximă (cm)
250	500	300	005	300	80	115	550	600	0,16	50	6	S
315	600	300	660	350	100	115	600	800	0,28	90	8	8
400	750	300	900	400	100	135	650	1.000	0,50	150	10	10
500	900	300	1.055	450	120	170	700	1.250	0,90	280	12,5	12,5
630	1.050	300	1.205	500	150	195	750	1.600	1,60	500	16	16
800	1.300	400	1.450	550	160	230	800	2.000	2,80	900	20	20
1.000	1.600	500	1.850	600	180	275	1.000	2.500	5,00	1.600	25	25

Umplerea conductei se efectuează obligatoriu, cu debit controlat prin by-passe. Deschiderea vanei „STOP” se face automat, numai când conducta este plină și predomină tendința flotorului de a ridica partea mobilă.

Aparatul este constituit din trei părți:

a) un prag, fixat în radier, având conducta racordată într-o convergență dreaptă sau curbă, după cum ieșirea este verticală sau orizontală;

b) partea mobilă formată din: flotorul obturator, care asigură un contact etanș până când partea mobilă este repusă pe prag; un tub vertical, supapă de aer, traversând flotorul; un buncăr cu leșt fixat la partea superioară a tubului, supapă verticală; un ansamblu de accesorii (ghidaj culisând, un opritor de capăt de cursă reglabilă, două frâne cu ulei și axele lor de fixare și 3-4 cabluri de centrare din metal inoxidabil cu întinzătoare de reglare);

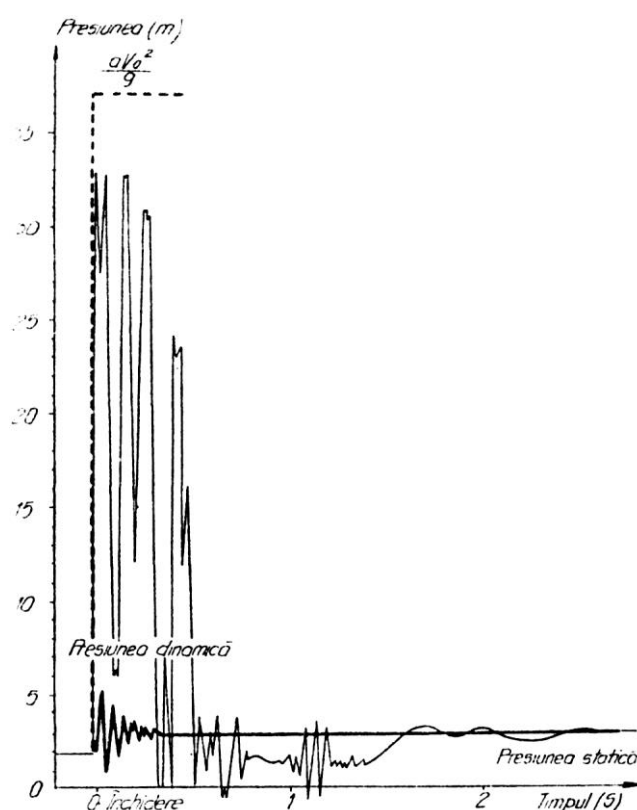
c) o piesă fixată în radier cuprinzând: suportul ghidajului de culisare, reazemul opritor de translație, adaosul superior al celor două frâne cu ulei.

În funcție de debitul maxim al instalației, aparatul poate fi ales din seria prezentată în tabelul 7.8 [45].

Reglarea opritorului de deschidere și a greutateilor leștelui introdus în buncărul piesei mobile permite a ajusta comod debitul de declanșare a vanei „STOP” la valoarea dorită, care este, în general, superioară cu 10% debitului normal.

### 7.3.3.3. Echipamentul de protecție a rețelei contra presiunilor excesive, depresionilor și pungilor de aer

Protejarea conductelor contra presiunilor excesive, statice sau dinamice (fig. 7.87), contra depresionilor accidentale sau contra pungilor de aer, se realizează prin stabilizatoarele (regulatoare) de presiune, supapele de descărcare, ventuzele și clapetele de admisie a aerului.



**Fig. 7.87.** Înregistrarea presiunii de către oscilograf catodic la închiderea bruscă a unui clapet în extremitatea conductei, cu și fără supapă de descărcare [47].

Asigurarea funcționării corecte a rețelei sub presiune impune controlul automat al evacuării sau admisie aerului.

Prezența pungilor de aer acumulat în punctele înalte, la o umplere sau exploatare normală, reducând secțiunea de scurgere a apei, provoacă pierderi de sarcină anormale, creând în anumite cazuri chiar obstrucții, și generează în conducte o saltea elastică de oscilații de debit și de presiuni, ce pot aduce prejudicii. Evacuarea pungilor de aer trebuie efectuată fără a se provoca lovituri de berbec.

În cazul golirii, unele puncte ale conductei sunt

sediul depresiunilor care compromit stabilitatea îmbinărilor și produc neregularități în scurgerea apei. Acestea trebuie evitate prin punerea în legătură cu atmosfera.

În consecință, în funcție de circumstanțe, se poate ivi necesitatea fie a eliminării aerului conținut în conductă, fie din contră, a introducerii aerului.

Această dublă funcțiune se asigură – contrar unor soluții clasice – prin două tipuri de aparate, ca, de exemplu: dispozitiv de descărcare a aerului (*purjor sonic*) și dispozitiv de admisie a aerului (*clapet de întoarcere a aerului*). Acestea se instalează în punctele înalte ale conductelor, dar după cazuri, de o parte și alta a vanelor de închidere (de secționare a curentului), în amonte lor pe tronsoane urcătoare și în avalul lor pe tronsoane coborâtoare. De asemenea, se pun în punctele unde racordul unui tronson coborât cu pantă mică (de ordinul 1 cm/m) cu un tronson de pantă mare poate să provoace staționarea și acumularea nedorită a bulelor de aer (fig. 7.88).



**Fig. 7.88.** Poziția relativă a diverselor echipamente:

- 1 – dispozitiv de descărcare a aerului (purjor sonic);  
2 – clapet de intrare a aerului; 3 – vase de oprire – secționare a curentului de apă (eventual urmate de un clapet contra cavitației); 4 – supapă de descărcare.

Clapetele se folosesc, de asemenea, pentru aerarea avalului vanelor susceptibile de cavitație [48]. În cazuri avantajoase, cele două dispozitive de „descărcare” și de „admisie” a aerului pot fi centralizate într-un aparat complex „*Purjor sonic și clapete de intrare a aerului*” (v. fig. 7.96), care se instalează în punctele înalte ale conductei.

Funcționarea corectă (ireproșabilă) a echipamentelor punctelor înalte este un factor hotărâtor de securitate pentru rețelele de aducțiune.

Rețelele de irigație, spre deosebire de cele de alimentări cu apă, introducând elemente noi și dificile de exploatat: debite și presiuni mari cu fluctuații importante în timp, apă cu grade mari și variabile de turbiditate și granulometrie, impun realizarea unor ansambluri de protecție caracterizate prin: o mare simplitate mecanică, adaptate particularităților de relief și funcționale și cu realizarea unor economii importante în exploatare. Tipul de reglaj prin aval cu dispozitive adaptate acestui mod de funcționare pune în evidență superioritatea soluției, umplerea rețelei făcându-se o singură dată, la prima punere în funcțiune.

Suprapresiunile care se produc în *R.D.* pot periclita funcționarea acestora, dacă nu sunt luate în considerație la proiectare.

După origine se diferențiază:

1) loviturile de berbec, datorate funcționării stațiilor de pompare și

2) suprapresiunile din rețeaua propriu-zisă, care se produc la: a) închiderea și deschiderea hidranților; b) închiderea dispozitivelor de comandă ale rețelei (vane, reglatoare de presiune ș.a.); c) funcționarea vanelor de golire; d) evacuarea aerului la punctul cel mai înalt al rețelei.

Cele mai periculoase suprapresiuni sunt grupate în 1) și 2, d), pentru care se montează pe *R.D.* dispozitive corespunzătoare (reglatoare antișoc, respectiv ventuze și clapete). Pentru conductele de diametre mari, a căror spargere poate fi periculoasă, protecția este obligatorie.

Suprapresiunile din categoriile 2, a), 2, b), 2, c) pot fi prevăzute, în prezent existând<sup>1</sup> programe de calcul (la calculator) care permit să se determine aspectul suprapresiunilor într-o rețea de irigație, se poate asigura montarea cea mai corectă a dispozitivelor de protecție. Acestea sunt în general de tipul supapelor etalonate.

Un alt aspect al problemei protejării *R.D.* contra suprapresiunilor este și cel economic. Din analizele existente [1] rezultă că echiparea rețelei cu dispozitive de protecție contra loviturilor de berbec implică un cost destul de redus, de aproximativ 1% din costul rețelei. Uneori însă unii proiectanți, în „exces” de economie, comit greșea de a lăsa pe seama calității materialelor conductelor preluarea „eventualelor” suprapresiuni.

O generalizare a acestui tip de soluționare este periculoasă, cu atât mai mult cu cât proiectantul viitorului va căuta să valorifice la maximum calitățile materialelor și în acest caz, neprotejarea rețelei poate conduce la daune ce angajează cheltuieli cu mult superioare celor inițiale (putând chiar depăși o sumă de zece ori mai mare decât cea inițială – R. Clément).

**Reglatoarele de presiune.** Se adoptă în rețelele puternic denivelate, unde presiunea în anumite puncte poate să depășească limita admisibilă a conductei, atât în regim static cât și dinamic. Se pot folosi diverse tipuri de reglatoare de presiune: în *aval*, cu piston sau membrană care creează o pierdere de sarcină variabilă după regim, astfel ca presiunea în aval de aparat (regulator) să fie convenabil reglată, cu tot dezavantajul ce decurge din reducerea presiunii.

Funcționarea acestor aparate întâmpină unele dificultăți (accidente), din cauza impurităților din apă, la debite mici sau la debit nul, când se închid. Montarea

<sup>1</sup> Colectivul prof. D. Cioc din Institutul de Construcții București a elaborat soluții, programe de calcul și instrucțiuni pentru calculul loviturii de berbec.

de site în fața lor și de supape de siguranță în aval aduce unele ameliorări.

Regulatoarele de presiune în *amonte*, de concepție simetrică, permit de a menține o presiune necesară în capul unui bransament prin descărcarea unui debit excedentar spre un rezervor. Mai există, de asemenea, aparate de concepție asemănătoare, reglate pentru a reduce presiunea într-un punct, într-un raport determinat.

Protecția unei rețele de conducte contra loviturilor de berbec nu se poate totuși asigura comod și economic în orice punct din rețea prin cămine de echilibru sau rezervoare de aer, care implică lucrări importante de construcții sau surse de energie.

Regulatoarele de presiune adoptate curent în tehnica irigației cu conducte sub presiune sunt de tipul supapelor antișoc (supape de descărcare), plasate în derivație, capabile să se deschidă imediat sub efectul unei unde de presiune pozitivă. În cazul depresiunilor, aceste supape sunt fără efect.

Pentru asigurarea unei protecții corecte a conductelor, alegerea echipamentului necesită un studiu complex de apărare antișoc, care se realizează în prezent rapid, complex și economic, cu ajutorul calculatoarelor electronice.

Organul mobil al acestor supape este compus dintr-un disc legat de o membrană (supapă Djet, BAYARD – fig. 7.89) sau dintr-un disc autocentrat fără ghidaj mecanic și reținut numai printr-un resort precomprimat (NEYRPIC – fig. 7.90, *a, b*), cu o slabă inerție neputându-se bloca.

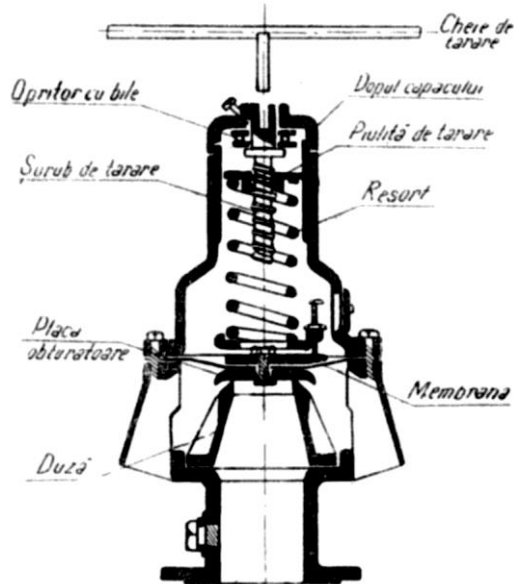


Fig. 7.89. Supapă anti-șoc tip Djet Bayard [17].

Suprafața de contact dintre axul de ieșire și disc fiind sediul unor mișcări de foarte mare viteză, pentru presiunea avariilor la trecerea unor eventuale corpuri străine (nisip, pietriș) se întrebuițează piese masive din oțel tratat, foarte dur (la Neyrpic) sau lagăre întărite

prin carbură de wolfram (la Djet, Bayard).

*Supapele de descărcare*, care asigură o bună securitate conductelor, sunt cele de tip Neyrpic, care au fost generalizate și în tehnica irigațiilor din România. Aceste supape antișoc (care protejează la suprapresiuni) sunt asemănătoare acelor de la cazanele cu vapor, având la bază principiul evacuării automate a unui anumit debit, dacă presiunea depășește valoarea sa de regim. Supapele Neyrpic valorifică principiile obturatorului cu disc autocentrat, prezentând superioritate prin caracteristicile (fig. 7.91)[47]: absență totală a ghidajului, inerție neglijabilă, etanșeitate lineară la contactul metal pe metal, decrement (variația presiunii în timpul deschiderii) redus.

Elementele principale ale supapei Neyrpic sunt (fig. 7.91): un tub (de aeraj) de ieșire fix cu muchie prelungă, un obturator mobil în forma de disc plan, un resort lucrând la compresiune.

Calitățile supapei Neyrpic sunt datorate simplității, promptitudinii (rapidității deschiderii) și preciziei (sensibilității) cu care preia undele de presiune care apar în punctul unde s-a practicat derivația pentru montarea supapei (ce se comportă ca un ecran protector între punctul origine a suprapresiunii și tronsonul de conductă de apărare).

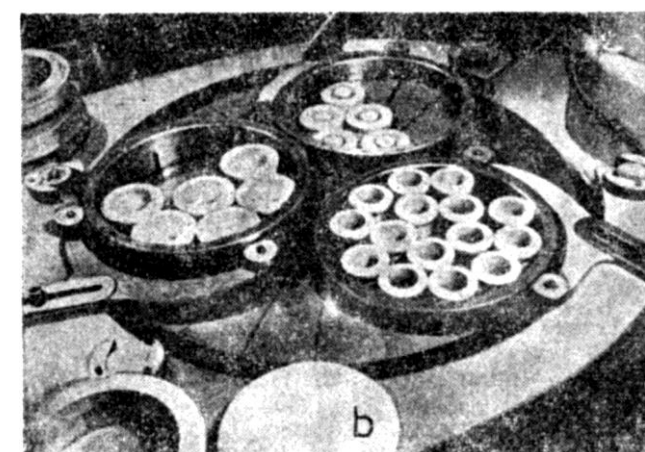
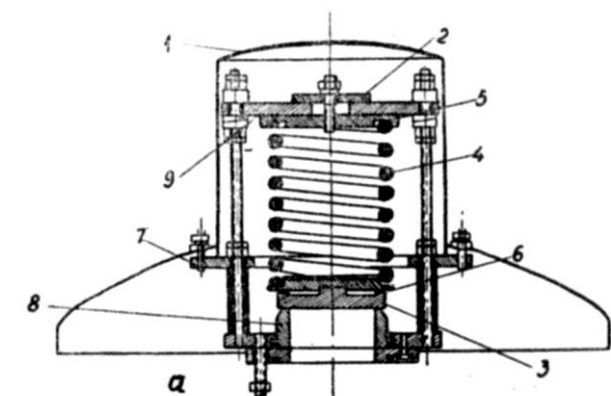
Definirea, stabilirea corectă a acestei origini (a suprapresiunilor) (v. fig. 7.87), constituie primul aspect al problemei de protecție antișoc, supapa Neyrpic preluând integral efectul suprapresiunii numai în acest caz (corecta amplasare).

Studiul loviturilor de berbec se poate realiza prin procedee grafice cu ajutorul epurelor *Bergeron* sau cu ajutorul calculatoarelor electronice, pornind de la programe matematice pretabile. Legea  $B(Q)$  a supapei (de exemplu, dedusă din cataloagele Neyrpic pentru tipul de supapă) permite introducerea caracteristicilor sale în calcul.

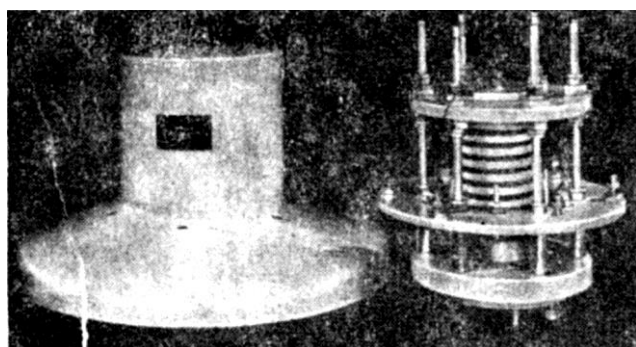
Absența totală a ghidajului mecanic este permisă grație jetului însuși, care centrează hidraulic obturatorul, iar caracteristicile mecanice ale resortului asigură menținerea echilibrului. Mișcările obturatorului sunt perpendiculare la plânui de îmbinare. Obturatorul se poate mișca sub impuls mai mic și se închide fără șocuri, deci fără a genera lovituri de berbec, atâta timp cât presiunea se menține sub valoarea presiunii care ocaziona deschiderea.

Efectul favorabil al dispozițiilor constructive adoptate pentru tuburile de aeraj, discul obturator și resort, se traduc în alura curbei de variație a presiunii cu debitul descărcat prin aparat (fig. 7.92)[47],

Presiunea de început de deschidere se confundă cu presiunea de închidere. Curba ( $H, Q$ ) este rectilinie chiar de la început, panta sa este mică; decrementul este redus la limita extremă.



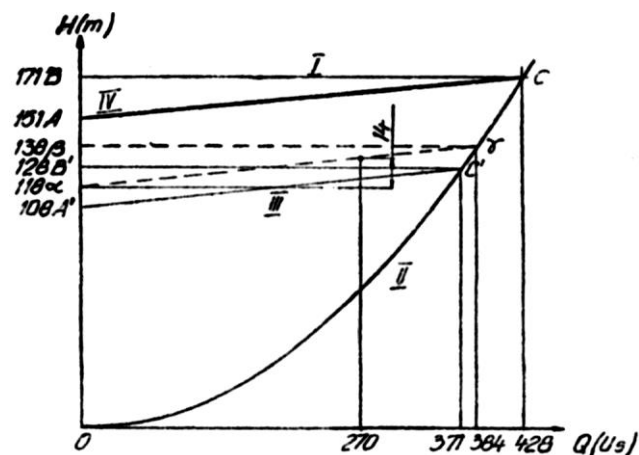
**Fig. 7.90.** Supapă anti-șoc tip Neyrpic (a) [47] și detaliu – plăci obturatoare și tuburi de aeraj în curs de rodaj pe o mașină de superfinisare Lapmaster, supapă antișoc (b):  
1 – carcasă; 2 – placă de oprire; 3 – placă obturatoare; 4 – resort; 5 – manșon superior; 6 – manșon inferior; 7 – inel intermediar; 8 – tub; 9 – bridă superioară.



**Fig. 7.91.** Supapă de descărcare Neyrpic.

Supapa Neyrpic fiind un aparat de descărcare, deschizându-se la o presiune dată, se caracterizează printr-o lege „presiune-debit” determinată [47] astfel: până la o presiune  $h_F$ , sub disc (presiunea de reglaj sau presiunea de etanșare), debitul este nul; la o presiune  $h_0 = h_F + \Delta h$ , sub disc, debitul este  $Q$ .

Presiunea  $h_F$  trebuie să fie superioară (cu circa 5%) presiunii maxime de intrare în funcționare normală (măsurată la nivelul flanșei, când se montează supapa).



**Fig. 7.92.** Curba caracteristică ( $H, Q$ ) a supapei Neyrpic: I – în regiunea I, resortul are spiralele apropiate (lipite), comprimare maximă; II – în regiunea II supapa a depășit deschiderea sa maximă de funcționare corectă; III – în această regiune trebuie să se recurgă la un aparat cu diametrul firului arcului mai mic; IV – reglajul de deasupra presiunii de etanșare maximă este total neindicat.

Limitele admise pentru  $h_F$ ,  $h_0$  și  $Q$  sunt caracteristice fiecărei supape (tab. 7.9), care se definește prin: diametrul tubului de aeraj, diametrul sârmei (firului) resortului (mm) și prin presiunea de etanșare (m  $H_2O$ .)  
*Exemplu:* supapa 125/32 – 118 metri.

Din tabelul 7.9 rezultă și unele indicații pentru exploatare:

- sub aceeași presiune, fiecare tip de supapă evacuează un debit de 2,5 ori mai mare decât cea de diametru inferior;
- reducerea debitului de evacuare în raport cu „debitul maxim” al unei supape cauzează o reducere proporțională a „suprapresiunii corespunzătoare”;
- alegerea tipului de supapă corespunzătoare necesită cunoașterea valorilor  $h_F$ ,  $h_0$  și  $Q$  la punctul fixat (determinat) de instalare a aparatului. Valorile  $h_0$  și  $Q$  se obțin din studiul hidraulic al fenomenelor ce pot apărea pe conductă și din conlucrarea conductei cu echipamentele aferente. Aceste valori ( $h_0$  și  $Q$ ) permit definirea (cu ajutorul tab. 7.9) tipului de supapă susceptibilă de a fi reglată la presiunea  $h_F$  și de a debita  $Q$  fără să depășească presiunea  $h_0$ . Dacă este necesar, se recurge la două sau mai multe supape, funcționând în paralel.

*Caracteristica ( $H, Q$ ) a supapei Neyrpic și condițiile de montare.* Cu aproximație, caracteristica ( $H, Q$ ) este lineară și se deduce pentru fiecare tip de supapă (tab. 7.9 și fig. 7.92): presiunea de etanșare maximă (punct A), presiunea supapei deschisă (punct B), debit maxim (punct C).

Graficul din figura 7.92 este trasat [47] pentru supapa tip 125/32, care este reglată (de constructor – Neyrpic) între 151 m și 108 m (presiunea de etanșare maximă a supapei: 125/28). Caracteristica este cuprinsă între AC și A'C':

**Tabelul 7.9.** Caracteristicile și limitele admisibile ale tipurilor de supape antișoc Neyrpic [48].

Supape de 50					Supape de 80					Supape de 125					Supape de 200				
diametrul resortului (mm)	presiunea de etanșare maximă (m)	debit maxim (l/s)	presiunea supapei deschise (m)	suprapresiunea corespunzătoare (m)	diametrul resortului (mm)	presiunea de etanșare maximă (m)	debit maxim (l/s)	presiunea supapei deschise (m)	suprapresiunea corespunzătoare (m)	diametrul resortului (mm)	presiunea de etanșare maximă (m)	debit maxim (l/s)	presiunea supapei deschise (m)	suprapresiunea corespunzătoare (m)	diametrul resortului (mm)	presiunea de etanșare maximă (m)	debit maxim (l/s)	presiunea supapei deschise (m)	suprapresiunea corespunzătoare (m)
6	28	32	38	10	6	9	51	15	6	10	11	133	17	6	16	11	342	17	6
					8	18	68	26	8	12	17	160	24	7	18	14	386	21	7
					10	31	85	41	10	14	24	187	33	9	20	18	428	26	8
					12	44	100	56	12	16	33	214	40	10	22	23	470	32	9
					14	67	119	80	13	18	40	234	55	11	25	31	534	41	10
8	54	43	67	13	16	89	136	105	16	20	55	266	67	12	28	38	583	49	11
					18	108	149	126	18	22	67	294	81	14	32	55	685	67	12
10	89	53	105	16	20	141	170	163	19	25	89	334	104	15	36	71	770	85	14
					22	176	187	198	22	28	108	364	125	17	40	89	855	105	16
12	124	62	143	19	25	231	213	256	25	32	151	428	171	20					
					28	277	232	304	27	36	194	480	216	22					
14	183	75	205	22						40	243	535	268	25					
16	243	85	268	25															
18	294	93	322	28															

corp A

corp B

corp C

corp D

$$a) A'B' = AB = 20 \text{ m} \quad (21)$$

$$b) B'C' = BC \sqrt{\frac{OB'}{OB}} = 428 \sqrt{\frac{128}{171}} = 371 \text{ l/s}$$

(punctele C și C' sunt situate pe parabola ce caracterizează legea supapei la deschiderea sa maximă, ridicare =  $0,35 D_n$ ).

În exemplul dat,  $\alpha\gamma$  este caracteristica unei supape 125/32 reglată la 118 m.

$$1) \alpha\beta = AB = 20 \quad (22)$$

$$2) \beta\gamma = BC \sqrt{\frac{O\beta}{OB}} = 428 \sqrt{\frac{138}{171}} = 384 \text{ l/s}$$

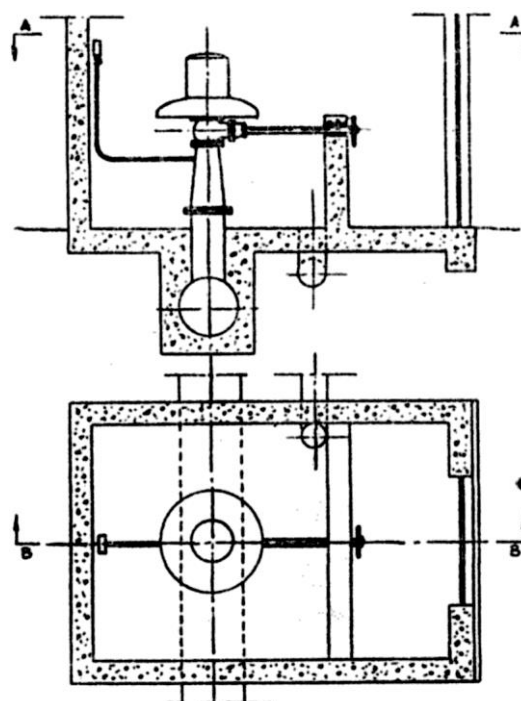
Dacă supapa nu are la evacuare decât 270 l/s, de exemplu, creșterea presiunii este  $20 \times \frac{270}{384} = 14 \text{ m}$ .

Presiunea de deschidere corespunzătoare este  $118 + 14 = 132 \text{ m}$ .

Instalarea supapelor antișoc se face cu mare atenție:

– aparatele se livrează la presiunea  $h_F$  indicată la comandă;

– pentru asigurarea unei funcționări și exploatări corecte și ușoare, aparatul se instalează într-un cămin care cuprinde (fig. 7.93): vana de gardă, colectorul de evacuare a apei descărcate; pentru montaj și întreținere se asigură acces ușor împrejurul supapei.

**Fig. 7.93.** Exemplu de instalare a unei supape de descărcare.

**Dispozitive de dezaerisire.** Acestea au rolul de a evacua aerul din conducte în timpul umplerii lor și de a reduce pungile de aer care se creează în punctele înalte în regim stabilizat.



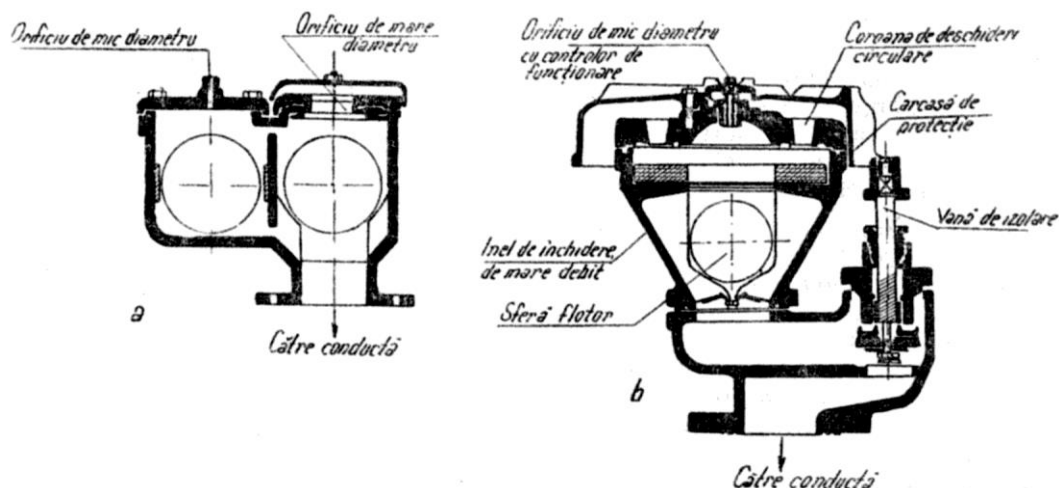


Fig. 7.94. Tipuri de ventuze cu sfere: a – tip Glenfield ADVO; b – tip Vannair, Bayard.

Dispozitivele adoptate pentru dezaerisire (ventuze sau purjoare sonice) au ca organ principal un orificiu calibrat, care este obturat în mod automat la sfârșitul descărcării.

În tehnica rețelilor sub presiune sunt întrebuințate mai multe tipuri, diferind prin posibilitățile și numărul de funcțiuni [17]:

*Ventuzele ordinare*, având ca element de închidere o simplă bilă sferică, prezintă defectul de a nu asigura decât o descărcare cu debit mic, precum și timp lungi pentru prima umplere.

*Ventuzele cu dublă sferă* (fig. 7.94, a), tip Glenfield ADVO [17], asigură dezaerisirea, eliminând totodată și defectele aparatelor precedente. Prima sferă, asociată cu un orificiu mare, asigură evacuarea aerului cu debit mare în timpul umplerii, cedând apoi locul celei de a doua sfere, care va asigura eliminarea totală a aerului printr-un orificiu mai mic. Orificiul mare permite, într-o oarecare măsură, și intrarea aerului în conductă, pentru a accelera golirea sau pentru a combate fenomenele de cavitație, care ar putea conduce chiar la ruperea conductei, în special pe tronsoanele cu pante mari.

*Ventuzele cu o sferă* (fig. 7.94, b), tip Bayard, asigură dezaerisirea, răspunzând aceluiași cerințe, deși funcționează cu o singură sferă. În cursul ascensiunii în aparat, sfera aspiră un obturator inelar, care oprește evacuarea aerului cu debit mare, sfârșitul descărcării efectuându-se ca și la aparatele precedente.

*Purjoarele sonice tip Neyrpic* (fig. 7.95) [48]. Organul obturator este o tijă cu vârf (din material inoxidabil) solidarizată de un flotor cilindric de dimensiuni mari (v. fig. 7.95, 4). Orificiul este calibrat astfel ca să limiteze lovitură de berbec la sfârșitul închiderii. Diametrul orificiului se găsește într-un raport bine determinat cu diametrul conductei. Acest dispozitiv nu reduce timpul primei umpleri și nu asigură și intrarea suficientă a aerului în caz de necesitate. Pentru com-

pletarea dublei acțiuni („descărcare aer”, „intrare aer”) i s-a adăugat dispozitivului de descărcare o supapă de intrare a aerului independentă, care se poate dimensiona în funcție de pantele maxime ale profilului longitudinal al conductei, de o parte și de alta a aparatului.

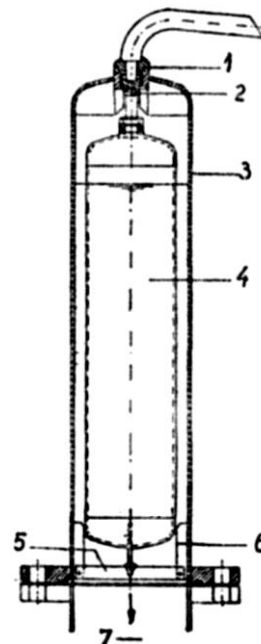
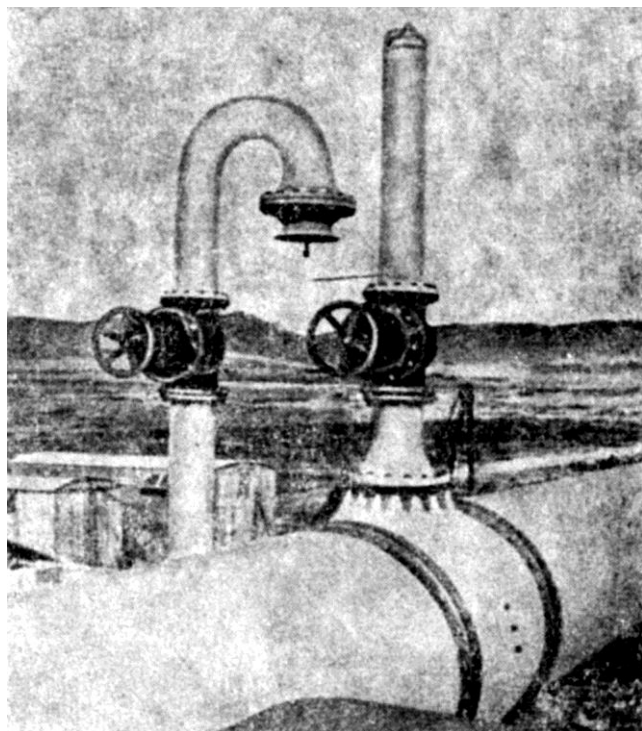


Fig. 7.95. Dispozitivul sonic de descărcare tip Neyrpic – purjor sonic: 1 – tub calibrat (duză) din oțel inoxidabil; 2 – tijă obturatoare cu vârf; 3 – corpul (carcasa) purjorului; 4 – flotorul; 5 – limitator de cursă; 6 – aripioare de ghidaj; 7 – în direcția generatoarei superioare a conductei.

Acest aparat complex cu dublu rol („robinet de descărcare a aerului” și „clapet de intrare a aerului”) este realizat de către Departamentul fluidelor – Neyrpic, fiind denumit „purjor sonic și clapet de intrare a aerului” (fig. 7.96) [48].

În soluția din figura 7.96 au fost echipate un număr de 70 puncte înalte pe conducta l'Oued el Lil (Tunis).



**Fig. 7.96.** Echiparea unei conducte cu  $D_n = 1.250$  mm, în punctul înalt, cu purjor sonic și clapet de intrare a aerului (aducțiunea apei la Tunis) [46].

În sistemul de irigații Sadova – Corabia (v. cap. 5), cele două conducte forțate  $P_1$  și  $P_2$  (cu:  $Q = 40$  m<sup>3</sup>/s;  $D_n = 3,66$  m;  $e = 22$  mm oțel sudat și respectiv:  $D_n = 2,8$  m;  $e = 16$  mm oțel sudat, protejat în interior cu vopsea și la exterior cu bandă de protecție; ambele conducte sunt prevăzute cu protecție catodică, sunt echipate cu guri de vizitare (10 buc. la  $P_1$ , poziționate la intervale diferite de-a lungul conductei asigurând accesul pentru inspectare), cu rezervoare cu „alimentare în interior” (4 buc. la  $P_1$ , cu  $D_n = 3,66$  m și  $H = 13$  m, amplasate la intervale de-a lungul conductei), care împreună cu vasul de egalizare de la  $St_p$  bază  $L_1$  reduc suprapresiunile din conductă.

În partea amonte a conductei forțate este prevăzut un cuplaj de expansiune, înainte de a se introduce conducta în galeria  $P_1C_1$  și bazinul de liniștire.

La conducta  $P_2$  sunt prevăzute 8 guri de vizitare cu supape de evacuare a aerului poziționate la intervale egale pe întreaga lungime a conductei forțate.

Două rezervoare cu alimentare interioară, din cilindri de oțel cu  $D_n = 3,66$  m și  $H = 12,75$  m, sunt racordate la conducta forțată la 290 m față de  $L_2$  și acestea, împreună cu vasul de egalizare de la  $L_2$ , împiedică oscilațiile de debit și de presiune prejudiciabile.

**Condiții de funcționare și caracteristici ale purjorului sonic.** Legile scurgerii sunt analoage celor ale unei duze de aer alimentate în fluid compresibil [48]; viteza fluidului la gât (îngustare) nu poate depăși 200 m/s (valoare legată de viteza sunetului în fluidul con-

siderat), oricare ar fi presiunea din amonte; această limită este atinsă când presiunea din amonte este superioară celei de 2 bari absoluți.

Debitul, în l/s, raportat la condițiile presiunii din amonte (presiunea care există în conductă), nu depășește deci 2.000  $\sigma$ , dacă  $\sigma$  este secțiunea gâtului (gurii de derivație în purjor) (în dm<sup>2</sup>).

Dacă regimul permanent este stabilit (cazul bulelor de aer acumulate în funcționarea normală), această viteză controlează efectiv viteza,  $V$  (m/s), a apei care se scurge în conductă, pentru a înlocui aerul ce se împrăștie cu zgomot.

Această anulare subită a vitezei  $V$  la momentul închiderii robinetului de descărcare riscă să creeze o lovitură de berbec de ordinul:  $\frac{\alpha V}{g} \approx 100 \cdot V$  metri, în ca-

re:  $\alpha$  este viteza de propagare a undelor în conductă (m/s) și  $g$  – accelerația gravitației (m/s<sup>2</sup>).

Dacă  $S$  este secțiunea conductei și  $\sigma$  – secțiunea orificiului (a derivației de intrare în purjor), cele două secțiuni fiind exprimate în aceleași unități de măsură, rezultă:

$$V \cdot S = 200\sigma \text{ sau } V = 200 \frac{\sigma}{S}$$

Lovitura de berbec la închiderea purjorului este:

$$20.000 \frac{\sigma}{S} \text{ (m)}.$$

Ca exemplu, dacă se dorește limitarea loviturii de berbec la 5 m, trebuie ca:

$$\frac{\sigma}{S} = \frac{1}{4.000}$$

Diametrul orificiului este în aceste condiții:

$$\sqrt{\frac{1}{4.000}} = \frac{1}{63} \text{ din diametrul conductei.}$$

Pentru a se putea determina caracteristicile aparatului este necesar de a cunoaște, în afară de presiunea maximă de serviciu  $H_s$ , în punctul înalt de echipat și diametrul conductei  $D_n$  (tabel 7.10) [48].

Un purjor poate fi desemnat prin indicarea corpului, precedat de diametrul duzei și urmat de tipul de flanșă.

*De exemplu* [48]: un punct înalt pe conducta  $D_n = 700$  mm este sub sarcină de funcționare (presiune) maximă de 43 m. Tabelul 7.10 indică (zona hașurată) aparatul convenabil de ales: *Purjor 10 C 150 PN 10* unde:

10 este diametrul duzei, mm;

C 150 – un corp cu diametrul de 150 mm, tip scurt (L pentru tip lung).

Flanșa de racordare este conform normei NFE 29 201 PN 10.

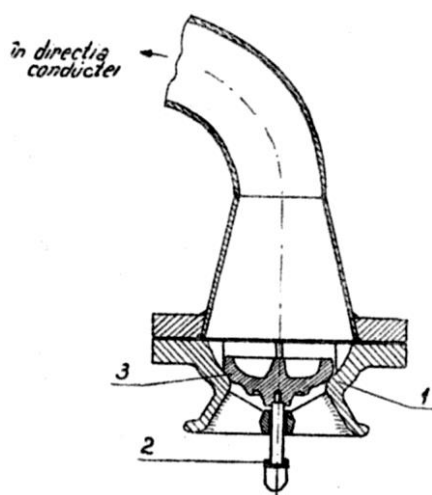
**Tabelul 7.10.** Tipul purjorului sonic în funcție de  $H_s$  și  $D_n$ 

Pentru conducte ( $D_n$ mm)	275 și inferior	300 la 375	400 la 475	500 la 575	600 la 775	800 la 975	1000 la 1200	1250 la 1550	1600 și superior	Flanșa de racordare
Duza $D_n$ (mm)	3	5	6	8	10	12	16	20	25	Conform AFNOR NFE 2920
Presiune maximă de serviciu $H_s$ (m)										
25 și inferior	C 80	C 80	C 80 C 80	C 80	C 80	C 150	C 150	C 250	C 250	PN 10
25 la 40	C 80	C 80	C 80	C 80	L 80	C 150	L 150	C 250	L 250	
40 la 60	C 80	C 80	L 80	L 80	C 150	L 150	C 250	L 250	←	
60 la 100	C 80	C 80		C 150	L 150	C 250	L 250	←	1 sau 2	
								←	←	
100 la 160	C 80	L 80	C 150	L 150	C 250	L 250		1 sau 2	1 la 4	PN 16
							←	←	←	
160 la 250	C 80	C 150	L 150	C 250	L 250		1 sau 2	1 la 4	1 la 6	PN 25
						←	←	←	←	

Săgețile arată faptul că aparatul convenabil este indicat mai la stânga pe aceeași linie. Cazul următor (care vine la rând): mai multe aparate sunt legate în paralel, cifra de deasupra săgeții indică numărul lor.

**Dispozitivele de intrare a aerului.** Clapetul tip Neyrpic, fig. 7.97 [48], este generalizat în rețelele de irigație sub presiune. Corpul clapetului, special profilat pentru a introduce pierderi neglijabile de sarcină, este compus din două părți: jumătatea superioară este din oțel, cea inferioară din fontă, ca și obturatorul mobil.

Prin efectul presiunii din conductă și al greutatei proprii a obturatorului mobil, acesta închide etanș clapetul; în caz de depresiune în conductă, garnitura este ridicată prin aspirație și lasă să intre un debit important de aer.



**Fig. 7.97.** Clapet de intrare a aerului: 1 – corpul clapetului; 2 – cauciucul amortizor; 3 – obturatorul în formă de manșetă.

Clapetul Neyrpic se alege după valoarea depresiunii maxime admisibile în conductă, limitată de stabilitatea îmbinărilor de etanșare la golirile accidentale sau provocate ș.a. Sunt normalizate trei dimensiuni de clapete pentru intrarea aerului:

Seria I cu  $D_n = 80$  mm pentru  $Q_{max} = 1$  m<sup>3</sup>/s

Seria II cu  $D_n = 150$  mm pentru  $Q_{max} = 3,5$  m<sup>3</sup>/s

Seria III cu  $D_n = 250$  mm pentru  $Q_{max} = 10$  m<sup>3</sup>/s

Pentru o depresiune de 2 m, care se poate accepta, raportul debitului de aer în conductă (în l/s), la secțiunea orificiului clapetului (în dm<sup>3</sup>), este 1.900 [48].

Pentru fiecare serie de clapet se poate deduce debitul maxim de aer admis, cum s-a indicat mai sus, variind între 1-10 m<sup>3</sup>/s, în cadrul celor 3 serii omologate.

În caz că depresiunea în conductă trece de 3, 4 sau chiar 5 m, debitele de mai sus sunt majorate, respectiv cu 30, 80 și 100%.

Alegerea aparatului (clapet) pentru echiparea unui punct înalt al conductei, în scopul limitării depresiunii, reprezintă o operație simplă, cunoscându-se: debitul fiecărui tip (serie) de clapet, pantele maxime ale profilului în lung (al conductei), de o parte și de alta a punctului considerat, și diametrul conductei.

Alegerea aparatului este facilitată prin abaca din figura 7.98 [48].

*Exemplu de valorificare a abacei* [48]: pentru o conductă cu diametrul de 500 mm, în care se admite o depresiune de 4 m, punctele înalte adiacente tronsoanelor de pantă  $i \leq 12$  cm/m trebuie echipate cu un clapet de 80 mm. Dacă panta este mai mare, trebuie montat un clapet de 150 mm.

Modul de amplasare, reperele și cotele (în mm) clapetelor sunt date în tabelul 7.11 și figura 7.99 [48].

Pentru evitarea intrării eventualelor ape din exterior, în caz de depresiune în conductă, clapetul se montează în gât de lebădă. Racordarea la conductă se face după diametrul orizontal (clapetul) și după gene-

ratoarea superioară (purjorul), care asigură astfel completa evacuare a aerului.

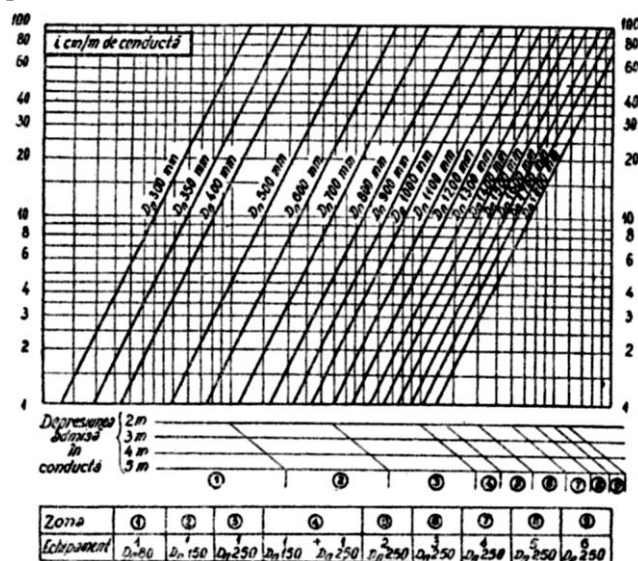


Fig. 7.98. Abacă pentru determinarea tipului de clapet Neyrpic

Tabelul 7.11. Tipul de clapet; dimensiuni și cote (mm)

$D_n$ (mm)	Presiunea maximă de serviciu (at)	A	B	C	D	E	H
80	25	500	250	180	200	480	300
150	25	800	430	320	360	800	450
250	25	1.250	700	550	550	1.300	650

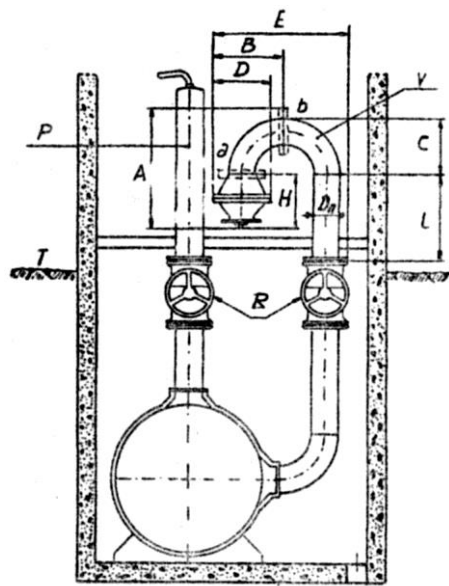


Fig. 7.99. Amplasarea clapetului de intrare a aerului în conductă combinat cu purjorul sonic.  $P$  – purjor sonic;  $V$  – clapet de intrare a aerului;  $R$  – robinete-vană sigilate deschise;  $T$  – teren.

În figura 7.100 sunt centralizate [48] diversele soluții de branșare a purjorului sonic și a clapetului.

Tipul de asociație (7 din figura 7.100) este o instalație mai economică, însă nu prezintă avantajul amplasării clapetului ca în 5 sau 6.

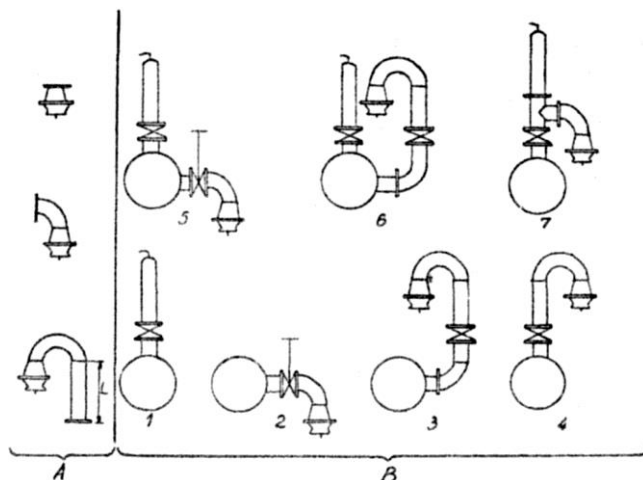


Fig. 7.100. Diferite soluții de montare a clapetului și purjorului sonic:  $A$  – diferite realizări de clapet (cu flanșe, cu cot și flanșe, cu gât lebădă de lungime  $L$  și flanșe);  $B$  – soluții de montare a clapetului și purjorului; 1 – purjor izolat; 2, 3, 4 – clapet izolat; 5, 6, 7 – clapet + purjor asociate.

### 7.3.4. INSTALAȚII ȘI DISPOZITIVE DE DISTRIBUȚIE A APEI ÎN INTERIORUL PLOTULUI (BLOCULUI), PE PARCELE

Funcționarea automată a sistemului de irigație implică existența unei rețele fixe de distribuție ( $Stpp - R - Rc$ ). Se pot diferenția, din punct de vedere al echipamentului de udare, două soluții:

$S_1$  – cu echipament fix, pentru cazul totalei automatizări, când „cererea” de apă, sesizată automat, este satisfăcută imediat;

$S_2$  – cu echipament de udare mobil, pentru cazul automatizării parțiale, când distribuția apei se face prin „rotație” ( $S_{2a}$ ) sau la dorința beneficiarului ( $S_{2b}$ ).

Varianta  $S_{2b}$  devine tot un fel de „cerere”, dar nu reclamată direct de consumator (plantă, animal, proces industrial), ci comandată de organizatorul procesului de producție.

În capitolul 8 sunt dezvoltate problemele legate de automatizarea proceselor de irigare-udare.

În tehnica irigației din etapa actuală, ca și din perspectiva apropiată, prioritatea o deține soluția  $S_2$ ; soluția  $S_1$  a început să-și găsească aplicare în ultimii 10 ani numai în câmpuri experimentale, pentru culturi speciale și pe suprafețe restrânse, sub formă de: sisteme de irigații total automatizate tip: anfonabile, antigel, cu aripi pivot autodeplasabile etc. Incontestabil că în măsura în care deficitul de brațe de muncă se va accentua în agricultură, în timp ce efectul economic al industrializării – pe linia automatizării S.I. – va crește,

iar utilajele se vor diversifica, pentru a răspunde unei game largi și complexe de cerințe (polivalența în irigații), tehnica irigației va intra pe făgașul totalei automatizări. În acea etapă și rolul rezervoarelor de echilibru, atașate Stpp, va fi revizuit ca și concepție.

Instalațiile și dispozitivele de distribuit apa pe parcele se adoptă (ca tip, densitate, condiții de exploatare) în concordanță cu:

a) factorii legați de mediul agricol (sau caracteristicile beneficiarului), cum ar fi: culturile practicate, caracteristicile pedologice ale solului, structura parcelării, modul de exploatare dominant, disponibilitățile de mână de lucru;

b) caracteristicile rețelei fixe de distribuție, cum ar fi: debitele de priză, presiunile disponibile, modul de exploatare dominant.

Concepția echipamentului de udare variază în funcție de tehnica adoptată (scurgere la suprafață, aspersiune, picurare, subterană etc.) și de importanța sectorului de irigație (v. cap. 9.3). Alegerea finală a tipului sau a tipurilor de utilaje de udare va depinde de:

– buna adaptare a echipamentului la culturi și la forma parcelelor;

– optimul economic, care include amortismentele sistemului de irigație, precum și cheltuielile anuale de exploatare (forță de muncă, energie etc.);

– numărul udărilor care trebuie efectuate anual; acesta constituie un parametru hotărâtor sub aspect economic și organizatoric, întrucât variația înregistrează limite foarte largi, de la 2-3, pentru udările suplimentare, până la 20-25, pentru culturile de legume pe soluri ușoare [1].

Se știe că metodele de irigație cu pondere maximă sunt scurgerea la suprafață (pe brazde, fâșii, parcele) și aspersiunea. Tehnica irigației prin brazde, prezentându-se în capitolul 9, alături de tehnica picurării și a aspersiunii (antigel), în cele ce urmează se vor face referiri asupra instalațiilor și agregatelor de irigare care prin caracteristicile lor permit înscrierea în schema de automatizare a sistemelor de irigație. Cele mai multe dintre acestea sunt folosite în mod uzual în irigația prin aspersiune, care ocupă în multe țări primul loc datorită:

– evoluției rapide a echipamentelor și a modurilor de utilizare comodă, polivalentă și cu performanțe ridicate;

– micșorării dependenței față de mâna de lucru;

– reducerii dificultăților de muncă a echipamentelor prin mecanizarea, mutării utilajelor, manipularea aparatelor, efectuarea tratamentelor fitosanitare care urmează udărilor;

– deschiderii mai rapide a căii spre totala automatizare a S.I., care tinde să elibereze pe beneficiarul irigațiilor de intervenția manuală. Această evoluție va conduce spre o creștere regulată a debitelor la prizele

beneficiarilor, precum și a diametrelor rețelelor de conducte.

O altă metodă de distribuție a apei pe teren (udare), care începe să se impună în special în zonele în care irigarea este de tip permanent și nu complementar, o constituie udarea *localizată*, cu debite foarte mici, prin picurare (*goute-à-goute*). Economia de apă, de forțe de muncă, de energie și de material (conducte, aparate de distribuție, duze, aspersoare) specifice în aspersiune, constituie elemente ce impun această tehnică din ce în ce mai mult.

Tipurile actuale de echipamente de udare care concură la procesul de automatizare a udărilor sunt foarte diversificate și numeroase; ele pot fi grupate în următoarele categorii:

1. Instalații cu aripi mobile de aspersiune, distribuind apa prin duze și aspersoare.

2. Instalații semimobile cu presiune medie, cu aspersoare pe suport deplasabil.

3. Instalații cu conducte rigide de diametre mici, în cadrul fix și cu mutarea aspersoarelor.

4. Instalații cu aspersoare mari-gigant.

5. Instalații cu dispozitive speciale „aripi mobile uriașe”.

6. Instalații tip prin picurare (v. capitolul 9.2).

7. Instalații tip anonsabil.

8. Instalații cu conducte flexibile și rigide, deservind elementele de udare prin scurgere la suprafață (brazde, fâșii, parcele).

În cele ce urmează se va insista în prezentarea numai a instalațiilor care se bucură de o extindere maximă în prezent sau cu perspective în viitorul apropiat și îndeosebi asupra celor ce se înscriu pe linia totalei automatizări a sistemelor de irigații. Aceste categorii de instalații vor fi analizate tehnic, constructiv, funcțional și cu baza de calcul, iar restul vor fi numai enunțate, întrucât „Metodele de irigație și de udare” sunt amplu tratate în lucrările publicate anterior [2, 3, 4, 5, 13 etc.], fiind, de asemenea, dezvoltate și în cursurile de Culturi „irigate”.

#### 7.3.4.1. Instalații cu aripi mobile de aspersiune

Aceste instalații distribuie apa prin duze și aspersoare de diverse tipuri și cu diverse caracteristici [2, 3, 4, 5, 13]. Schemele de funcționare sunt variabile, de la 12 x 12 m până la 24 x 24 m (în S.I. Ialomița – Căl-mățui s-a adoptat 18 x 24 m), iar aripile se mută pentru fiecare poziție. Este un echipament simplu, polivalent, dar care necesită consum mare de mână de lucru, fiind dificil să se realizeze chiar două poziții pe zi. Potrivit schemelor de funcționare și aspersoarelor folosite, presiunea necesară variază între 2 și 4,5 at.

*Aripile de aspersiune* folosite în prezent la noi în

țară sunt în două variante constructive I.I.A. și I.I.A.M. (cu conducte din aliaje de aluminiu, produse de întreprinderea „Ceahlău” Piatra Neamț). Aceste aripi se brânșează la hidranți sau la grupuri mobile de pompare. Diferența între cele două tipuri constă în dimensiunile elementelor constructive care servesc la brânșarea aspersorului.

Aripa I.I.A. este dotată cu aspersoare ASJ-1M (ASJ-1), iar aripa I.I.A.M., cu aspersoare ASM-1 și ASM-2. Aripa este alcătuită din subansamble legate funcțional (fig. 7.101) [18], ca: brânșament hidrant și vană (5, 6), conducte (8) cu mufe (12) și coliere (11) cu cârlig (9) pentru cuplarea rapidă, racord rapid aspersor (4), prelungitor aspersor (2), trepied de susținere a aspersorului (3), aspersor (1), dop de capăt (14), tălpi de susținere (7) ramificații (10).

Branșamentul (fig. 7.102) asigură legătura aripii (11) cu hidrantul (8) și este alcătuit din: roata de manevră (1), corpul brânșamentului (3), dispozitivul de cuplare cu ventilul hidrantului – îmbinarea dintre axa roții de manevră și axa ventilului (4), garniturile de etanșare (2, 9, 6), cârligele de cuplare (7), colier de cuplare (10), ventil (5).

Hidrantul este legat la rețeaua de conducte îngropate prin îmbinarea cu flanșe. Închiderea hidrantului se realizează cu ajutorul ventilului de închidere, care asigură și rețeaua de conducte îngropate (antenele) împotriva suprapresiunilor (la suprapresiuni acciden-

tale mari cuiul de siguranță se foarfecă).

Conductele confecționate din aliaje de aluminiu au diametre nominale de 4” și 5”, sunt șanfrenate la unul din capete, la celălalt având sudată o mufă de îmbinare rapidă, cu garnitură de etanșare tip manșetă.

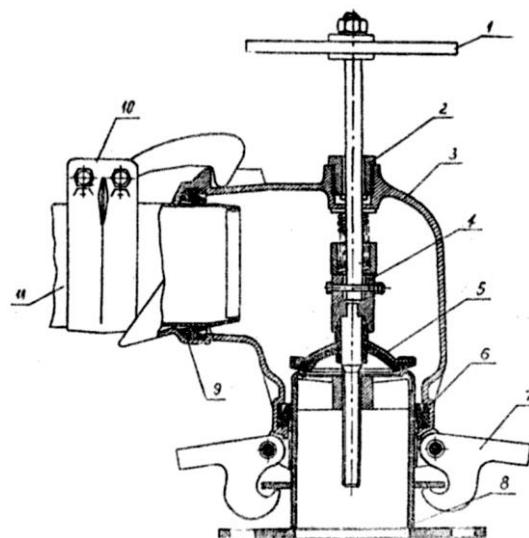


Fig. 7.102. Branșament hidrant.

Unele tronsoane de conducte sunt echipate cu mufe prevăzute cu priză aspersor și rebord pentru atașarea tălpii de sprijin (fig. 7.103), iar altele sunt mufe simple, fără priză pentru aspersor.

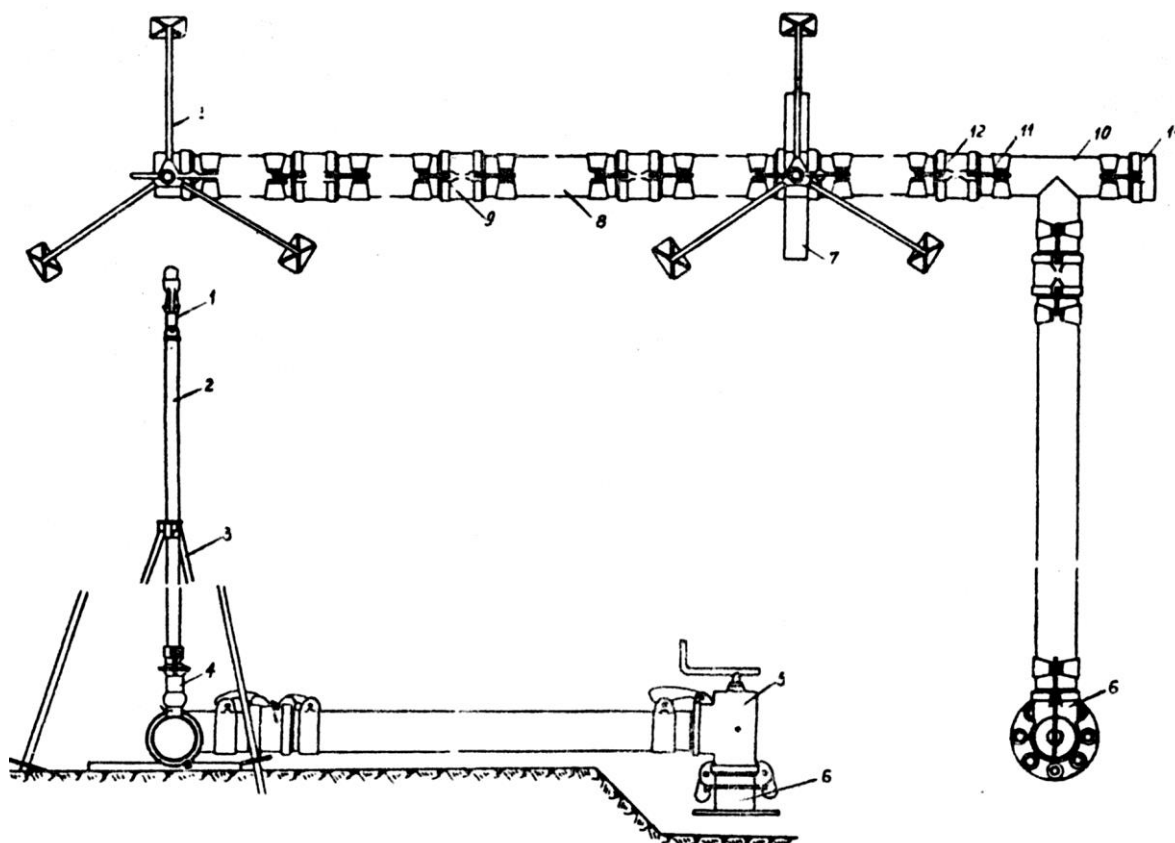
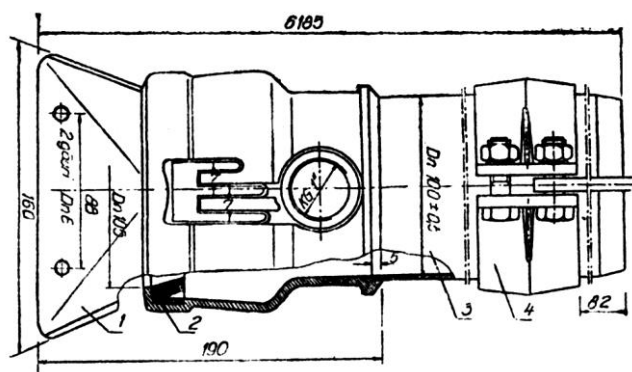


Fig. 7.101. Aripa de aspersiune tip I.I.A. [18].



**Fig. 7.103.** Tronson de conductă cu colier și mufă de cuplare prevăzută cu priză aspersor [18]: 1 – mufă de cuplare; 2 – garnitură de etansare; 3 – teavă; 4 – conductă cu cârlig.

Așezarea alternantă a tronsoanelor de conductă, cu priză pentru aspersor și fără priză aspersor, permite realizarea principalelor scheme de udare recomandate pentru diferitele tipuri de aspersoare (de exemplu, ASJ, ASM s.a.).

Racordul rapid aspersor (fig. 7.104, *a, b*) este îmbinat prin înșurubare cu mufa prevăzută cu priză aspersor. Racordul permite cuplarea și decuplarea etanșă între prelungitorul aspersorului (2) și corpul racordului (3), fără scoaterea aripei din funcțiune; ventilul sferic de cauciuc (7), obturând orificiul de comunicare cu

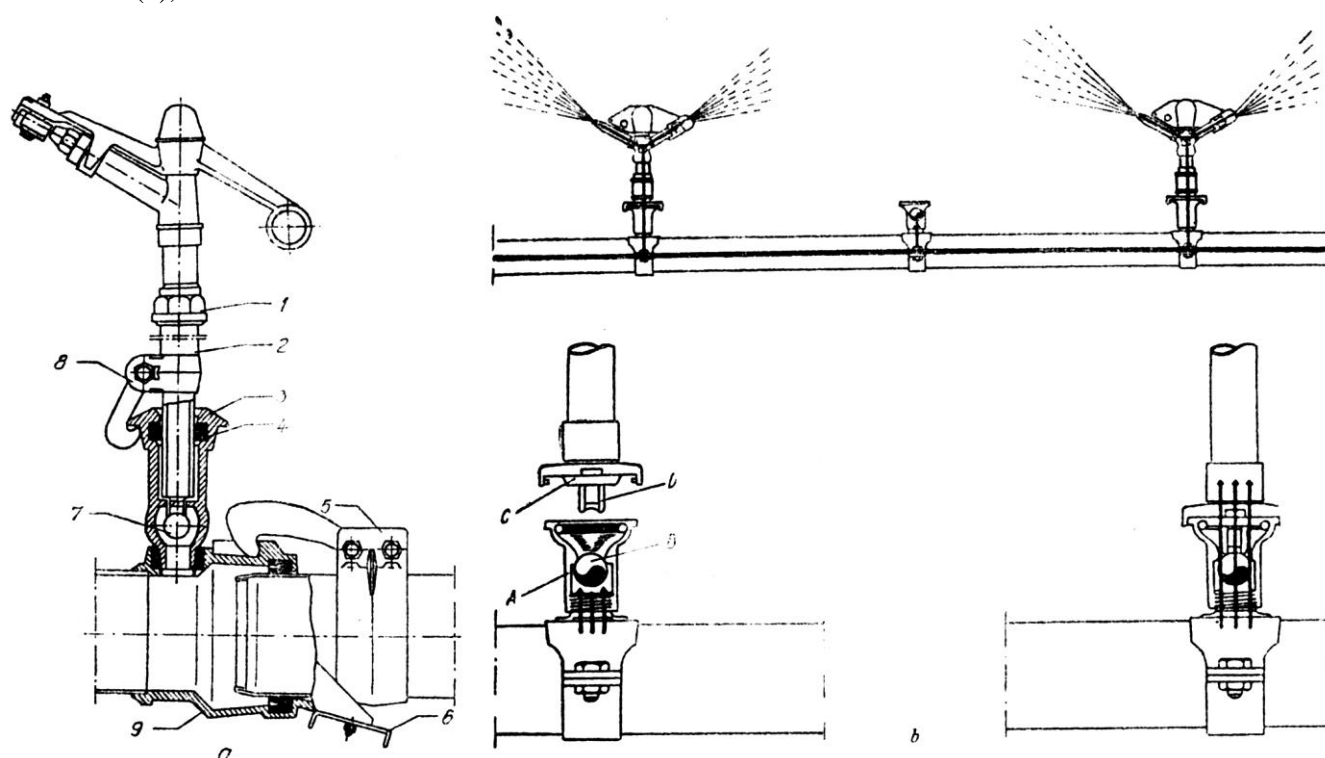
prelungitorul, elimină pierderile de apă.

Pentru aripile *Perrot* (aspersoarele, racordurile rapide, supapele) se folosește soluția din schemă.

Pe lângă subsamblele principale enumerate, aripa de aspersiune este prevăzută și cu: dop de capăt, piese de ramificații, reducții etc., care asigură corecta funcționare, precum și cu trepiede care asigură sprijinirea în stație a prelungitoarelor aspersor, când acestea au lungimi mari.

Problemele care se pun în vederea îmbunătățirii tehnico-funcționale a aripilor de aspersiune se referă la condițiile constructive și la hidraulica lor.

**Condițiile constructive.** Materialele din care se construiesc aripile trebuie să aibă [18]: greutate specifică redusă; rezistență bună la coroziune (fie prin natura materialului de bază, fie prin acoperiri aderente și durabile); rezistență bună la acțiunea umidității, combinată cu variațiile de temperatură; rezistență bună la acțiunea radiațiilor solare; rezistență mecanică bună cu plasticitate ridicată; rezistență la șoc – tenacitate ridicată; sudabilitate bună; menținerea constantă în timp a tuturor caracteristicilor inițiale (materialul să fie afectat cât mai puțin de fenomenele nefavorabile ale procesului de îmbătrânire); proprietățile tehnologice corespunzătoare procesului de fabricație.



**Fig. 7.104.** Mufă de îmbinare cu racord rapid și aspersor [18] (a) și schema sa funcțională (b): aripă → racord rapid cu supapă → aspersor, soluția Perrot [82]: 1 – aspersor; 2 – prelungitor aspersor ( $L = 1350$  și  $450$  mm); 3 – racord rapid aspersor; 4 – garnitură de etanșare; 5 – colier cu cârlig; 6 – talpă de sprijin; 7 – ventil sferic de reținere ( $D_n = 21,5$ ); 8 – colier asamblat; 9 – mufă de îmbinare. (Partea inferioară A a supapei conține o bilă B, care este împinsă în locașul său prin presiunea apei, când partea superioară C este demontată. Circulația apei este astfel închisă. Când partea superioară C este pusă la loc, proeminența D împinge bila în jos, deschizând astfel circulația apei spre aspersor).

Studiile<sup>1</sup> întreprinse (fig. 7.105) de către dr. ing. Constantin Ciubotaru [18] asupra materialelor din care sunt confecționate în prezent tipurile de aripi de aspersiune – aliaje de aluminiu, oțel, mase plastice și cauciuc – au condus la următoarele concluzii [18]:

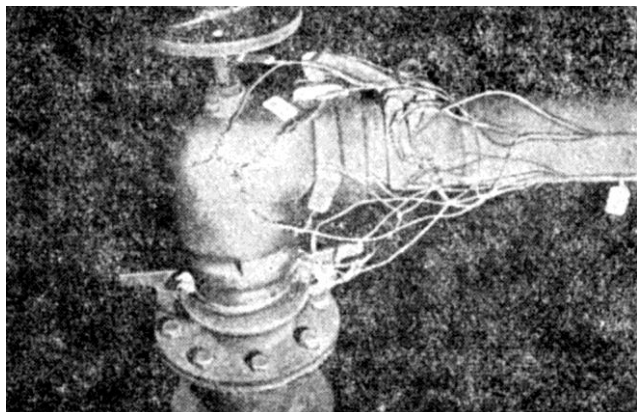


Fig. 7.105. Amplasarea mărcilor tensiometrice pe aripa de aspersiune [18].

1. Pieseile turnate ale aripilor de aspersiune se recomandă să fie confecționate din aliaje, cu bază de Al-Si (siluminuri), elaborarea acestora presupunând o tehnologie simplă, proprietățile de turnare, sudabilitate și rezistență la coroziune fiind satisfăcătoare. Aliajele de tipul ATSi-12, cu conținut de 11-13,5% Si, sunt corespunzătoare, cu condiția ca ele să fie modificate cu sodiu, în vederea îmbunătățirii fluidității și compactității pieselor turnate. În felul acesta se vor elimina neajunsurile remarcate cu ocazia încercărilor experimentale, când proprietățile fizico-mecanice au înregistrat neuniformități mari.

2. Țevile aripilor de aspersiune (confecționate din aliaje de aluminiu prin laminare) sunt de preferat, deoarece prezintă structuri uniforme, neorientate, cu proprietăți fizico-mecanice aproape identice pe direcție longitudinală și transversală. Țevile sudate longitudinal sunt afectate de existența cordonului de sudură, care delimitează o zonă cu structuri specifice caracterizată prin proprietăți fizico-mecanice necorespunzătoare, ce duc la frecvente ruperi la nivelul respectiv.

3. Aliajele deformabile Al-Mg-Si au caracteristici mecanice superioare aliajelor Al-Mg-Mn. Precipitarea dispersă a fazei  $Mg_2Si$  asigură durificarea, structurală prin tratament termic și realizarea unei structuri fine și uniforme. Aceste aliaje, cu un conținut de 0,5-1% Mg și 0,5-1,5% Si, cu adaosuri de Mn și Ti, omogenizate la 470-510°C, suportă toată gama deformărilor plastice. Rezistența la rupere a acestor aliaje a variat între limitele 24,8-28,7 daN/mm<sup>2</sup>, iar alungirea a

ajuns până la 16%. Considerând și buna rezistență la coroziune a acestora, putem afirma că sunt cele mai indicate pentru fabricarea țevelor aripilor de aspersiune [18].

4. Aliajele deformabile Al-Mg-Mn, folosite de majoritatea firmelor constructoare, au caracteristici mecanice inferioare aliajelor Al-Mg-Si și structuri mai puțin uniforme. Excepție fac aliajele Al-Mg-Mn cu adaosuri de Ti și Cr (0,2-0,3%), folosite de firma Ravit-Zinkal, ale căror caracteristici mecanice se ridică la nivelul aliajelor Al-Mg-Si.

5. În afara policlorurii de vinil (PVC), studiată în trecut, au fost încercate și alte materiale plastice ce se pot folosi la fabricarea aripilor de aspersiune (PAS – polistiren rezistent la șoc; R – relon, PE – polietilenă de înaltă densitate, PP – polipropilenă, ABS – acrilonitrilbutadienăstiren) în variante stabilizate și nestabilizate. Studiul comparativ al variației proprietăților fizico-mecanice ale acestor materiale, sub acțiunea factorilor de mediu (radiații solare, variații de temperatură, umiditate), a evidențiat comportarea bună a polietilenei stabilizate. Încercările de duranță a roților cărucioarelor de transport fabricate prin injecție și a tubulaturii confecționate prin extrudare au confirmat rezultatele obținute pe epruvetele confecționate în laborator și în microclimate naturale. Polietilena de tip HOSTALEN GM-5 010 stabilizată cu negru de fum și amine aromatice cu derivați fenolici a evidențiat cea mai bună comportare din punctul de vedere al alterării proprietăților fizico-mecanice sub influența factorilor de mediu [18].

**Hidraulica aripilor de aspersiune<sup>2</sup>.** În literatura de specialitate din diferite țări și-a făcut un loc, din ce în ce mai important, *problema calculului hidraulic al aripilor de udare*, ca o consecință firească a lărgirii ariei de aplicare a tehnicii, de irigare prin aspersiune.

Lucrările apărute în această direcție până în prezent [22 ... 27] ș.a. tratează aspecte parțiale ale problemei, axându-se fie pe latura teoretică, fie pe cea experimentală, fără a lua în considerație totalitatea parametrilor care condiționează precizia și calitatea rezultatelor.

Hidraulica aripilor de aspersiune reprezintă de fapt un studiu teoretico-experimental care se referă la determinarea unor relații și metode de calcul, în concordanță cu condițiile hidraulice și geometrice specifice impuse de modul de funcționare al aripilor de udare și al conductelor de legătură, în scopul sporirii economicității și eficienței udării. Este necesar ca rezultatele acestui studiu să conducă la determinarea unor metode, simple și precise, aplicabile în proiectare, pentru sche-

<sup>1</sup> Studiile au urmărit determinarea proprietăților fizico-mecanice (rezistență la rupere, contracție transversală, rezistență la șoc, duritate ș.a.); pentru materialele plastice s-a evidențiat și influența factorilor de mediu asupra acestora.

<sup>2</sup> Din comunicarea la sesiunea jubiliară a Facultății de Hidrotehnică Iași, dec. 1973 (conf. dr. ing. Ecaterina Blidaru și prof. dr. ing. Valeriu Blidaru).



mele uzuale de udare, în condiții reale de funcționare.

Unele observații cu privire, la datele furnizate de literatura de specialitate. Punctul de plecare în această problemă îl constituie luarea în considerare a următoarelor caracteristici ale curgerii în aripile de aspersiune:

– debitul aripei  $Q_{ar}$ , care se distribuie în lungul acesteia la distanțe egale  $d$  fiecărui aspersor, cu excepția primului, situat la distanța  $d/2$  față de conducta de legătură;

– presiunea apei în aripă  $h$ , care crește de la ultimul aspersor aval către capătul amonte al aripii;

– debitul aspersorului  $q_a$ , care variază în funcție de tipul de aspersor folosit;

– natura materialului și modul de prelucrare a conductelor ce formează aripa, care se va reflecta în legea de rezistență capabilă să acopere una sau mai multe zone de curgere; debitul variabil al aripii va impune variația coeficientului lui Darcy ( $\lambda$ ), care crește din amonte către aval.

– numărul mare de rezistențe locale întâlnite la îmbinarea tronsoanelor de conductă, tipul de cuplaj, pierderile locale la bransamentele aspersoarelor, armăturile ce intră în componența sistemului, în concluzie toți coeficienții de rezistență locală.

Pentru o schemă dată de funcționare a aripilor de udare, elementele geometrice – diametrul tuburilor, distanța dintre aspersoare, lungimea aripei – sunt cunoscute.

Se are în vedere, de asemenea, faptul că repartiția uniformă a udării este condiționată de o diferență cât mai redusă între presiunea primului și ultimului aspersor (v. fig. 7. 106).

Evident că, cu cât aripa este mai lungă, cu atât pierderile de presiune vor avea un rol mai important.

Alături de specificul funcțional al acestor aripi, este cunoscut aspectul lor constructiv, fiind formate, de obicei, din tuburi scurte portabile, de 6 sau 9 m lungime, ce se pot cupla și decupla cu ajutorul unor dispozitive speciale, de diferite tipuri, numite *cuplaje rapide*.

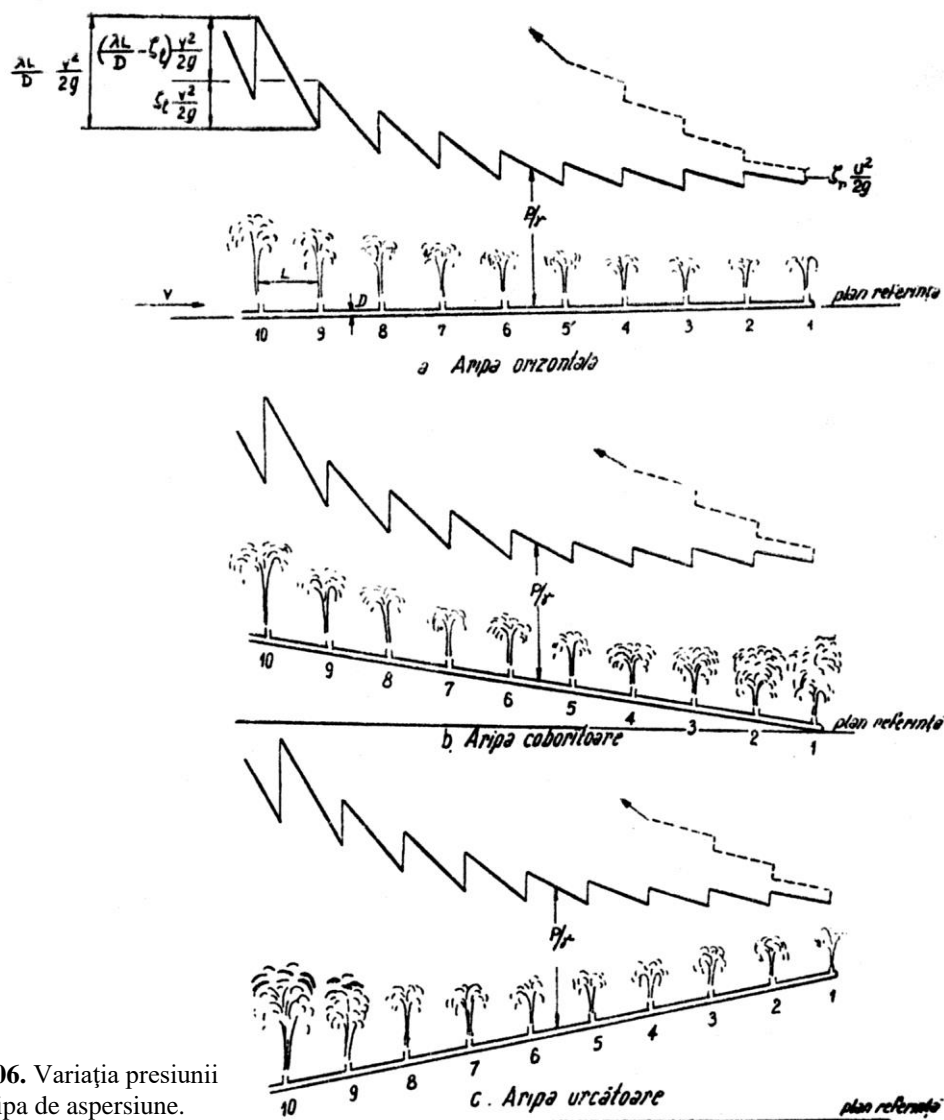


Fig. 7.106. Variația presiunii pe aripa de aspersiune.

Din distanță în distanță, 18, 24 și 36 m, aripile de udare sunt prevăzute cu *branșamente* pentru montarea conductelor prelungitoare prevăzute cu aspersoare,

Ocupându-se de problema irigației prin aspersiune, în general, J.E. Christiansen [22] recomandă folosirea formulei Scobey pentru calculul aripilor de udare, pe care o corectează printr-un coeficient  $F$ , care ia în considerație numărul de aspersoare în funcțiune

pe aripă,  $F = \frac{n^m}{n^{m+1}}$ , unde  $n$  este numărul de aspersoare, iar  $m$  – exponentul vitezei.

Jensen și Fratini folosesc un procedeu asemănător considerând însă că formula Hazen-Williams este mai oportună decât a lui Scobey și ținând seama de faptul că distanța până la primul aspersor este  $d/2$  și nu  $d$ , cum a considerat-o Christiansen. Din tabelul 7.12 se desprind valorile coeficientului  $F$  după Christiansen și după Jensen și Fratini.

**Tabelul 7.12.** Valorile coeficientului  $F$  (A. Benami și M.H. Diskim. *Design of Sprinkling Irrigation*, Haifa, 1965.)

Nr. crt.	Coef. $F$ după Christiansen	Coef. $F$ după Jensen și Fratini
1	1,00	1,00
2	0,639	0,519
3	0,457	0,396
10	0,402	0,371
12	0,394	0,366
15	0,384	0,363
20	0,376	0,360
30	0,368	0,357
50	0,361	0,357
	0,351	0,351

Un studiu mai avansat consacrat aripilor de aspersiune aparține lui M. R. Carstens [23], care menționează că dificultatea estimării pierderilor provine și din faptul că energia cinetică este variabilă în timpul funcționării aspersoarelor, ca și debitul care se distribuie acestora. La branșamentul aspersoarelor are loc o creștere de energie potențială specifică, datorită faptului că înainte de intrarea în secțiunea de derivare, debitul și viteza sunt mai mari, iar după ieșirea din aceasta sunt mai mici, secțiunea aripilor rămânând constantă (fig. 7.106).

Desigur că aceste creșteri de energie trebuie calculate, confruntate cu pierderile ce au loc la cuplaje și introduse în calculul aripilor de aspersiune. În plus, pentru conductele de legătură se va ține seama și de pierderile la armături: vană-cot, teu, cot simplu etc.

Variația presiunii pe aripă va conduce la stabilirea unor linii piezometrice de felul celor din figura 7.106, *a, b, c*.

M.R. Carstens subliniază și necesitatea studiilor experimentale, care să evidențieze relațiile dintre diferite variabile ce intervin în mișcarea apei prin presiune.

Mulți cercetători, mai ales americani, se ocupă îndeosebi de conductele de aluminiu, cele mai frecvent folosite în formarea aripilor, sub aspectul determinării legii de rezistență sau a pierderilor locale la cuplaj. Astfel, Gray, Levine și Bogema [24] au făcut experimentări în cadrul Universității Cornell, stabilind o formulă de rezistență foarte apropiată de cea a lui Blasius.

Benami și Aldrich [25] sunt, de asemenea, citați în literatura de specialitate, tot datorită studiilor experimentale întreprinse. De reținut este concluzia că tipurile de cuplaje folosite în experimentările citate (fig. 7.107) nu permit un transplant de valori numerice ale coeficientului.

Cercetările întreprinse în Cehoslovacia de J. Sállek [26] se referă la conductele de polietilenă și polipropilenă, stabilind pierderile liniare și pierderile locale pentru trei tipuri de cuplaje caracteristice (fig. 7.108, *a, b, c*). Folosind ecuația Prandtl – Colebrook – White, autorul găsește că rugozitatea absolută a conductelor de polietilenă și polipropilenă variază de la  $k = 0,0016$  mm la  $k = 0,0184$  mm pentru diametrele examinate 90/79,8 și 63/55,8 mm.

În Bulgaria, cercetările întreprinse la laboratorul de hidraulică și mașini hidraulice V.I.M.E.S.S. din Ruse de către Gujgulov și Petrov asupra conductelor metalice zincate, produse de Uzina „Sila” din orașul Iambol, duc la două concluzii importante (fig. 7.109, *a, b*), și anume:

– valorile coeficienților de rezistență  $\lambda$  sunt mai mari decât cele obișnuite, ceea ce conduce la necesitatea îmbunătățirii tehnologiei de zincare;

– coeficienții de rezistență locală, determinați la trecerea debitului din aripă în prelungitorul aspersorului, cresc către capătul aripii cu mărirea raportului dintre debitul ramificat și cel al aripii; prin micșorarea ra-

portului dintre debitul din aval și cel din amonte  $\left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)$ ,

coeficientul de rezistență capătă valori negative.

Un aspect deosebit de analizare a problemei enunțate îl prezintă cercetările întreprinse în Ungaria de dr. A. Doboș [27]. Acesta consideră că pentru a ajunge la o relație de calculul pierderilor pe aripă este necesar să se considere inițial ca valabilă ipoteza unor debite egale ale aspersoarelor; apoi, în funcție de pierderile de sarcină obținute, se calculează creșteri de debit ale aspersoarelor ( $\Delta q_1$ ).

Ținând seama de variațiile de debit se vor corecta pierderile de sarcină de pe fiecare tronson dintre două aspersoare, apoi din nou corecțiile de debit ș.a.m.d., acoperindu-se astfel fenomenul real printr-un șir de corecții și aproximații succesive.

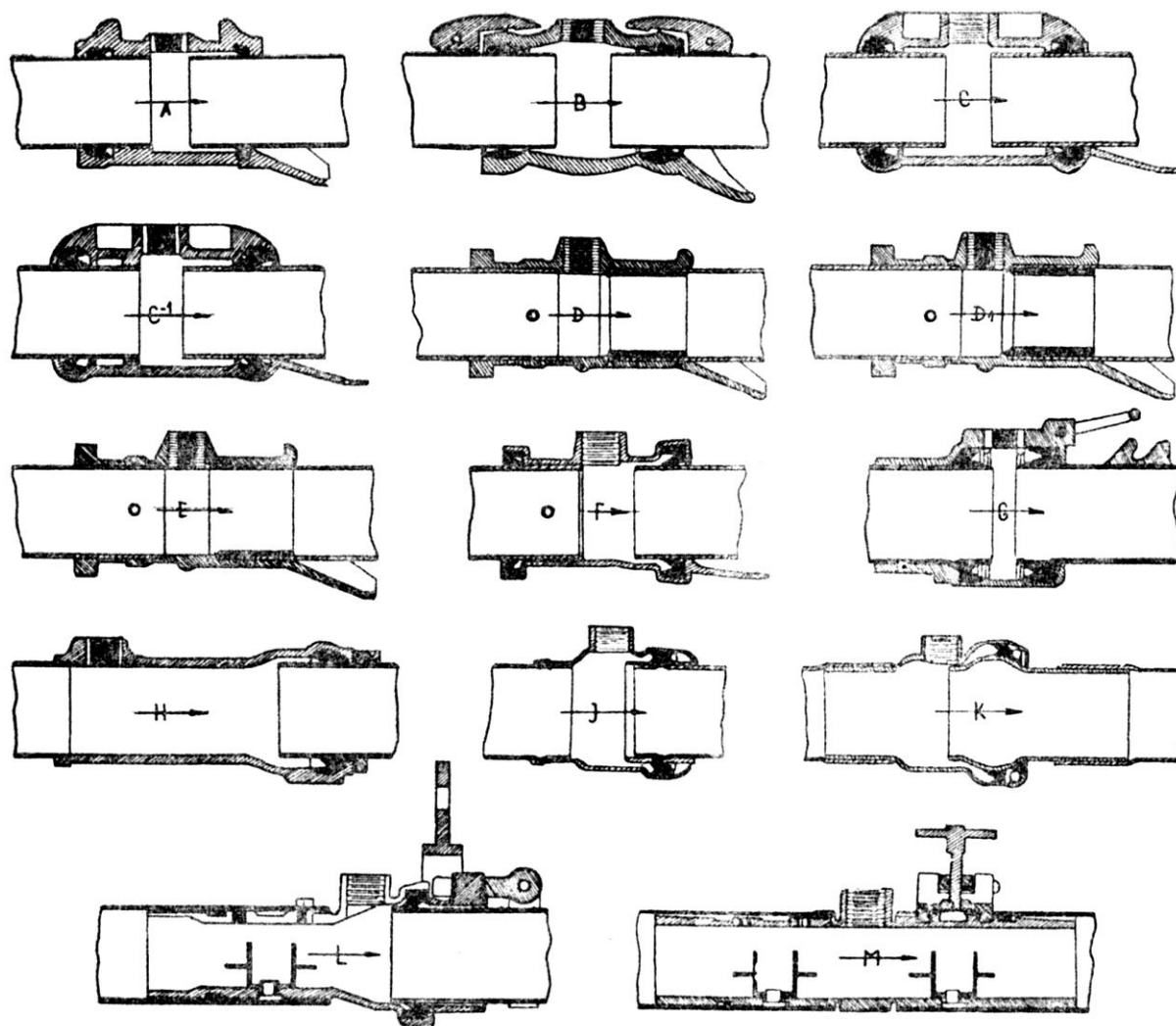


Fig. 7.107. Secțiune prin linia de cuplaje rapide folosită în experimentările lui Gray, Levine și Bogema (de la Universitatea Cornell, S.U.A.).

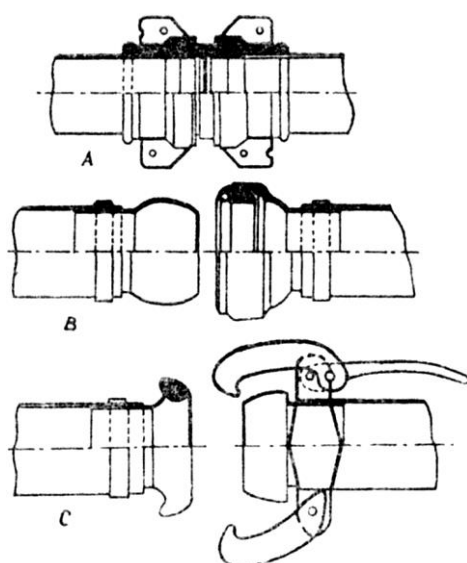


Fig. 7.108. Schema cuplajelor experimentate la Brno (J. Sálek).

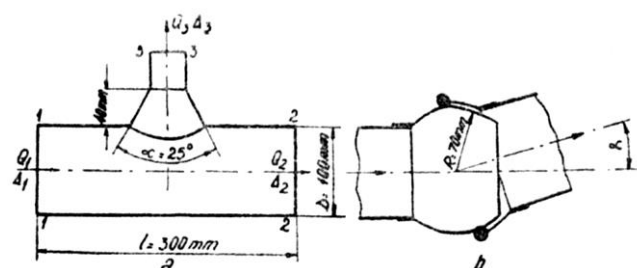


Fig. 7.109. Priza pentru aspersor (a) și racordul sferic folosit la conducte de aspersiune (b).

Ținând seama de expresia creșterii de debit a unui aspersor și a creșterii totale a debitului pe aripă, expresia finală obținută de A. Doboș pentru calculul pierderilor pe aripă este relația (23), în care  $K$  este un coeficient exprimat prin:  $K = \frac{B \cdot d}{A}$ , în care  $B$  poartă numele de caracteristica conductei, iar  $A$  – caracteristica aspersorului. Autorul consideră că determinarea coeficienților  $A$ ,  $B$  și în final  $K$  constituie o problemă a

institutelor de cercetare.

$$\begin{aligned} \Delta h = & B \cdot q_1^2 d \left\{ \sum_{i=1}^n i^2 + k \sum_{m=1}^n \left[ m \sum_{j=1}^n \left( \sum_{i=1}^j (i-1)^2 \right) \right] \right\} + \\ & + K^2 \left[ q \sum_{p=1}^q \left[ \sum_{m=1}^p \left( m \sum_{j=1}^m \left( \sum_{i=2}^j (i-2)^2 \right) \right) \right] \right] + \\ & + \frac{K^2}{4} \sum_{m=1}^n \left[ \sum_{j=1}^m \left( \sum_{i=1}^j (i-1)^2 \right) \right]^2 + \\ & + \frac{K^3}{2} \sum_{r=1}^n \left\{ \left[ \sum_{q=1}^r \left[ \sum_{i=1}^q (i-1) \right] \right] \right\} \\ & \sum_{q=1}^r \left[ \sum_{m=1}^q \left( m \sum_{j=1}^m \left( \sum_{i=2}^j (i-2)^2 \right) \right) \right] \right\} + \\ & + \frac{K^4}{4} \sum_{r=1}^n \left[ \sum_{q=1}^r \left[ \sum_{m=1}^q \left( m \sum_{j=1}^m \left( \sum_{i=2}^j (i-2)^2 \right) \right) \right] \right]^2 \left\{ \right\} \end{aligned} \quad (23)$$

În ce privește lucrările apărute în țara noastră cu privire la calculul hidraulic al aripilor de udare, se constată următoarele:

– s-au întocmit tabele de determinare a pierderilor de sarcină la instalațiile mobile de udare<sup>1</sup>, în ipoteza debitelor constante la aspersor, având la bază formula Manning, fără a se lua în considerație pierderile locale.

– în alte cazuri [28] se dau nomograme pentru determinarea elementelor aripilor de udare pe baza unor considerații teoretice sau se stabilesc relații de calcul ale elementelor hidraulice ale aripii de udare<sup>2</sup>, fără determinări sau verificări experimentale.

**Considerații teoretice și experimentale.** După cum se desprinde și din literatura de specialitate [27], din punct de vedere teoretic se poate admite atât modelul distribuției continue (fig. 7.110 a, b), cât și cel al distribuției concentrate (fig. 7.111, a, b). Fiecare din cele două cazuri poate prezenta două variante: 1) curgere cu debit specific constant; 2) curgere cu debit specific variabil.

1) Distribuția continuă cu debit constant conduce la relația cunoscută:

$$\Delta h_n = \frac{\lambda}{2gA^2D} \frac{1}{3} Q_{ar}^2 \quad (24)$$

care prezintă următoarele deficiențe:

- debitul aripii ( $Q_{ar}$ ) este constant și debitul aspersoarelor de asemenea constant:  $Q_{ar} = n \cdot q_a$ ;
- se iau în considerație numai pierderile liniare;
- coeficientul  $X$  este socotit constant.

<sup>1</sup> Dorobanțu, M., Vlăsceanu, M., *Metodă expeditivă de determinare a pierderilor de sarcină la aripile mobile de udare*. Dosar I.P.I.F. nr. 5, 1966.

<sup>2</sup> Moisă, M., *Calculul hidraulic al aripilor de udare pentru irigația prin aspersiune*. Hidrotehnica, nr. 11, 1972, pag. 588-590.

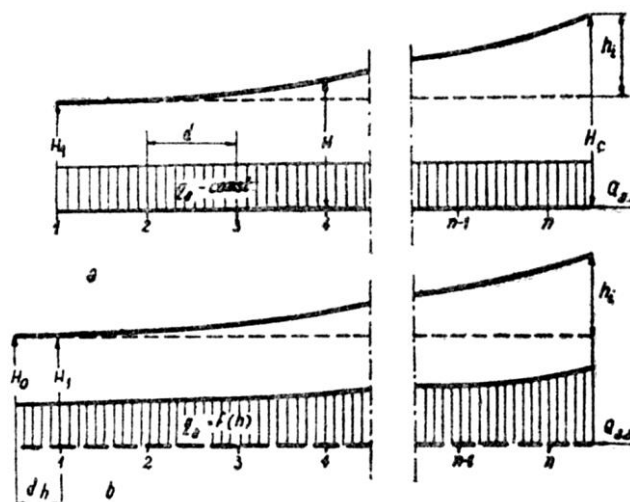


Fig. 7.110. Aripă de aspersiune cu distribuție continuă și debit constant (a) și aripă de aspersiune cu distribuție continuă și debit variabil (b).

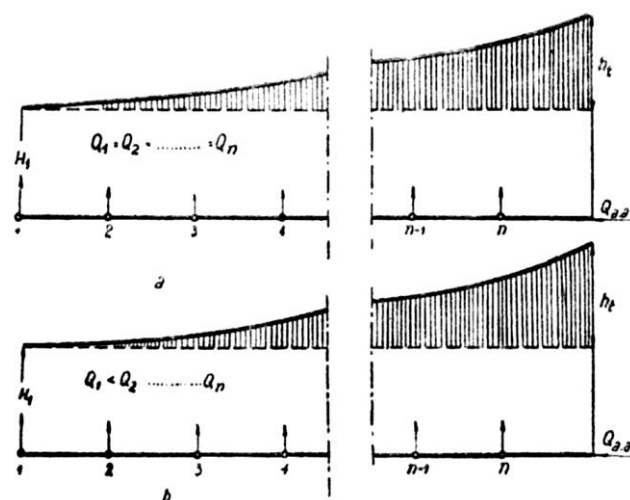


Fig. 7.111. Aripă de aspersiune cu distribuție discontinuă și debit constant (a) și aripă de aspersiune cu distribuție discontinuă și debit variabil (b).

2) Distribuția continuă cu debit variabil are o rezolvare analitică, mai dificilă; se pleacă de la ecuația diferențială a pierderilor scrisă sub forma:

$$dh = C q_x^2 dx \quad (25)$$

$$\text{în care: } C = \frac{8 \cdot \lambda}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5}.$$

Din relația (25) rezultă:

$$\frac{dh}{dx} = C q_x^2 \quad (26)$$

și

$$q_x = \sqrt{\frac{1}{C} \cdot \frac{dh}{dx}} \quad (27)$$

Derivând relația (25) în raport cu  $x$  se obține:

$$\frac{d^2 h}{dx^2} = 2C q_x \frac{dq_x}{dx} \quad (28)$$

Ținând seama de expresia debitului aspersorului, debitul elementar pe distanța  $dx$  se exprimă astfel:

$$dq_x = \frac{C_1}{d} \sqrt{h} \cdot dx \quad (29)$$

în care:  $C_1 = \mu \omega \sqrt{2g}$  este coeficient de debit al aspersorului;  $\mu$  – secțiunea duzei;  $d$  – distanța dintre două aspersoare.

Introducând în ecuația (28) relațiile (27) și (29) rezultă:

$$\frac{d^2 h}{dx^2} = \frac{2C_1 \sqrt{C} \sqrt{h}}{d} \sqrt{\frac{dh}{dx}} \quad (30)$$

S-a asimilat deci, cu o oarecare aproximație, o lungime  $d$ , a unei conducte fictive cu distribuție continuă, cu o conductă reală de lungime  $d$  constituită din două tronsoane de lungime  $d/2$ , situate de o parte și de alta a aspersorului.

Transformându-se relația (30) într-o ecuație diferențială cu variabile separate și determinând constanta de integrare, se ajunge la:

$$\frac{2}{3} v^2 = \frac{4}{3} \frac{C_1}{d} \sqrt{C} h^{\frac{3}{2}} - \frac{4}{3} \frac{C_1}{d} h_0^{\frac{3}{2}} \quad (31)$$

în care:  $v = \frac{dh}{dx}$ , iar  $h_0$  – presiunea primului aspersor aval.

Notând  $\frac{h}{h_0} = y$ , introducând constanta mai generală  $K_1 = C_1^2 CD$  și folosind substituția:  $t = \left( \frac{y^{\frac{3}{2}} - 1}{y^{\frac{3}{2}}} \right)^{\frac{1}{3}}$ ,

se obține, după descompunerea în fracții simple și determinarea coeficienților, următoarea relație:

$$\sqrt[3]{4K_1} \frac{x}{d} + C_1 = \frac{1}{3} \ln \left[ 1 + \frac{2t}{(1+t)^2} \right] + \frac{2}{3} \operatorname{arctg} \frac{2t+1}{3} \quad (32)$$

Pentru determinarea constantei din condițiile inițiale ale problemei, la  $x = 0$ ,  $h = h_0$  și  $t = 0$ , se obține în final:

$$x = \frac{1}{3B} \left[ \ln \frac{(1+t)^2 + 3t}{(1-t)^2} + 3,46 \operatorname{arctg} \frac{2t+1}{3} - 1,82 \right] \quad (33)$$

în care:  $B = \frac{\sqrt[3]{4K_1}}{d}$ .

Cu ajutorul acestei relații se poate determina distribuția presiunii de-a lungul aripii cunoscându-se distanța dintre aspersoare  $d$ , materialul din care este confecționată conducta, diametrul acesteia  $D$ , caracteristica de debit și de duză a aspersorului ( $\mu$  și  $D_n$ ).

Este de remarcat că precizia rezultatelor depinde

într-o largă măsură de evaluarea corectă a coeficientului  $B$ , care, deși format la rândul său dintr-un conglomerat de constante, nu ține seama de pierderile locale produse la cuplaje și de bransamentele aspersoarelor.

*Modelul distribuției concentrate.* Considerând fenomenul fizic mai bine reprezentat prin modelul distribuției concentrate se propune soluționarea problemei prin recurență, ținând seama de toate rezistențele ce survin în curgerea apei prin aripile de aspersiune. Astfel, pierderea de sarcină între aspersorul 1 și 2 se exprimă prin relația:

$$\Delta h_1 = \frac{\lambda}{D} \frac{6m}{2g} \left( \frac{2q_a}{A} \right)^2 + \zeta_c \frac{m-1}{2g} \left( \frac{q_a}{A} \right)^2 + \zeta_{b_1} \left( \frac{2q_a}{A} \right)^2 \frac{1}{2g} \quad (34)$$

În mod asemănător, pierderea de sarcină între aspersoarele 2-3 va fi dată de relația:

$$\Delta h_2 = \frac{\lambda}{D} \frac{6m}{2g} \left( \frac{2q_a}{A} \right)^2 + \zeta_c \frac{m-1}{2g} \left( \frac{q_a}{A} \right)^2 + \zeta_{b_1} \left( \frac{3q_a}{A} \right)^2 \frac{1}{2g} \quad (35)$$

Însumarea succesivă a pierderilor va conduce la formula generală:

$$\Delta h_n = \frac{q_a^2}{2gA^2} \left\{ \left[ \frac{n(2n^2+1)}{6} \right] \left[ \frac{6m\lambda}{D} + (m-1)\zeta_c \right] + \sum_{i=2}^m \zeta_{b_{i-1}} \cdot i^2 \right\} \quad (36)$$

În relațiile de mai sus s-a considerat lungimea fiecărui tronson de 6 m, iar  $n$  este numărul de aspersoare pe aripă.

Deși relația oglindește toți coeficienții de rezistență, aplicarea sa practică ridică următoarele probleme:

- determinarea unui coeficient de rezistență liniară echivalent  $\lambda_e$  pe întreaga aripă;
- corectarea debitelor aspersoarelor astfel încât să se țină seama că acestea nu sunt constante;
- determinarea experimentală a unor legi de rezistență și a unor valori medii ale coeficienților introduși în formulă, astfel încât rezultatele obținute să conducă la creșterea acurateții acesteia odată cu simplificarea procesului de calcul.

Pentru deducerea unei expresii de calcul a unui coeficient de rezistență echivalent, s-a egalat expresia de calculul pierderilor cu un coeficient echivalent constant pe aripă, cu aceea în care coeficientul de rezistență este variabil:

$$\lambda_e \int_0^l \frac{l}{D} \frac{V_m^2}{2g} dx = \int_0^l \lambda x \frac{l}{D} \frac{V_m^2}{2g} dx \quad (37)$$

În această relație se fac următoarele substituții:

$$v_x = \frac{4Q_x}{\pi D^2} \text{ și } Q_x = Q_{ar} \left(1 - \frac{x}{l}\right).$$

Se consideră o lege de rezistență de forma:

$$\lambda_x = K_1 \left( \frac{v_x D}{\nu} \right)^{k_2}$$

Din integrare rezultă:

$$\lambda_e = 3K_1 \left( \frac{4}{\pi \nu} \right)^{k_2} \frac{Q^{k_2}}{3 + k_2} \frac{1}{D^{k_2}} \quad (38)$$

Dacă legea de rezistență este de forma:

$$\lambda = K_1 \left( \frac{v_x D}{\nu} \right)^{-k_2} D^{k_3},$$

după efectuarea calculelor rezultă:

$$\lambda_e = \frac{3}{2} K_1 (\pi \nu)^{k_2} D^{-2k_2 - k_3 + 4} l^{k_2 - 1} \quad (39)$$

Pentru a lua în considerație o distribuție cu debit variabil, se consideră curgerea fiind definită printr-o ecuație rezultată din combinarea formulei Darcy-Weissbach, cu legea de curgere prin orificii<sup>1</sup>.

$$\frac{\Delta h_n}{d} = \frac{h - h_0}{d} = A^2 \left[ \sum_{i=0}^K \sqrt{h_1} \right]^2 \quad (40)$$

în care:  $A = \frac{\mu \omega \sqrt{2g}}{K}$  și  $K$  – modulul de debit al aripii.

Sub formă diferențială ecuația va fi:

$$\frac{dh}{dx} = A^2 \left[ \int_0^x h^{\frac{1}{2}} dx \right]^2$$

După unele transformări, se derivează în raport cu  $x$ , se efectuează integrarea între limitele corespunzătoare, apoi folosind dezvoltarea în serie Taylor și luând în considerație numai primii 6 termeni se obține:

$$\Delta h_n = h - h_0 = Cx^3 \sum_{i=0}^5 C_i x^i$$

cu următoarele valori ale coeficienților:

$$C = \frac{B^3}{12} h_0; \quad C_0 = 1; \quad C_1 = 0; \quad C_2 = 0;$$

$$C_3 = \frac{B^3}{96}; \quad C_4 = 0; \quad C_5 = 0$$

Expresia lui  $B$  este următoarea:

$$B = 2 \left( \frac{\mu \omega \sqrt{2g}}{d \cdot K} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$\text{iar } K = \frac{\pi^2 D^5}{8\lambda} g.$$

deci:

$$\Delta h_n = h - h_0 = \frac{B^3}{12} h_0 l^3 \left( 1 + \frac{B^3}{96} l^3 \right) \quad (41)$$

Așadar:

$$B^3 h_0 = 8 \left( \frac{\mu \omega \sqrt{g}}{d \cdot K} \right) h_0 = \frac{4q_a^2}{K^2 \cdot d^2} \setminus d \cdot K \text{ i.ă.}^2 \cdot d^2$$

Pe de altă parte, expresia pierderilor de sarcină între primul și ultimul aspersor, considerând un debit echivalent al aspersorului, este:

$$\Delta h_n = \frac{1}{3} \frac{8\lambda_e}{\pi^2 D^5} q_{ae}^2 \quad (42)$$

Din egalarea celor două expresii ale lui  $\Delta h_n$  (41

și 42), rezultă:

$$q_{ae}^2 = q_a^2 (1 + k_q) \quad (43)$$

în care:

$$k_q = 0,003446 \frac{\lambda}{D^5} d \cdot n^3 \frac{q_{a0}}{h_0}$$

Prin  $q_{a0}$  și  $h_0$  s-a notat debitul și presiunea primului aspersor din aval; în funcție de natura materialului din care sunt alcătuite conductele ce formează aripa, se pot întocmi nomograme pentru calculul lui  $k_q$ , pentru ușurarea determinării debitului echivalent.

Adoptarea relației (36) pentru calculul pierderilor de sarcină pe aripile de udare necesită introducerea valorilor numerice ale tuturor coeficienților. Pentru obținerea lor s-a proiectat [20] și amenajat o instalație de studiu experimental al aripilor de aspersiune (fig. 7.112), după o analiză prealabilă a diferitelor standuri pentru studiul legilor de rezistență, apărute în literatura de specialitate<sup>2</sup>.

Instalația permite realizarea unei game de debite, de rapoarte între debitul aripei și debitul aspersorului  $\frac{Q_{ar}}{q_a}$  și de presiuni identice cu cele ce se produc în condițiile reale de funcționare a aripilor de aspersiune și conductelor de legătură.

Posibilitatea de obținere a unor debite cuprinse între 2 l/s până la 33 l/s corespunde unei game de numere Reynolds cuprinse între  $13 \cdot 10^3$  și  $3 \cdot 10^5$ .

Liniile experimentale propriu-zise pot cuprinde câte 7 tuburi de câte 8 m lungime fiecare, confecționate din diferite materiale și prevăzute cu diferite tipuri de cuplaje.

*Unele rezultate obținute.* Cu ajutorul instalației descrise s-au efectuat peste 1.500 experimentări pentru aripile de udare cu conducte de polietilenă, P.V.C.,

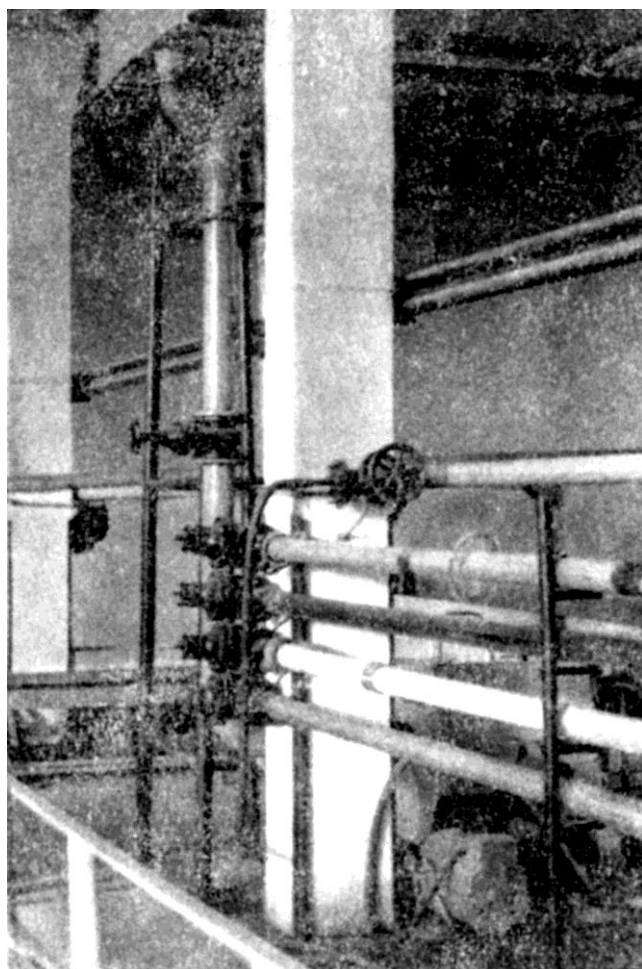
<sup>1</sup> Ipoteza lui I. Bogardi. *Investigation into the hydraulics of laterals used with Sprinkler Irrigation and hoses*. Bull. I.C.I.D. July 1968 – January 1969.

<sup>2</sup> Ghetti, A. e Benami, G. *Ricerche per la determinazione della capacita di portata delle tubazione in amiantocemento*. Milano, 1960. 2. Sevelev, F.A. *Isledovanie osnovnih gidravlicheskih zakonov turbulentsonogo dvijeniya trubah*. Moskva, 1953.

aluminii și tablă de oțel, cu diferite tipuri de cuplaje, mecanice și hidraulice, preluându-se o serie de date care au permis, prin prelucrarea lor statistică, determinarea legilor de rezistență liniară și a coeficienților de rezistență locală, după stabilirea prealabilă a parametrilor care determină acești coeficienți.

S-a folosit formula (38) pentru determinarea coeficienților de rezistență echivalenți, s-au alcătuit nomograme pentru corecția debitului aspersoarelor ținând seama de relația (43).

Valorile coeficienților de rezistență liniară și locală au folosit la determinarea pierderilor de sarcină pe aripile de aspersiune din diferite materiale, cunoscându-se tipul de aspersor folosit, numărul de aspersoare ce funcționează pe aripă, debitul aspersorului și distanța dintre aspersoare.



**Fig. 7.112.** Standul experimental pentru studiul hidraulicii aripilor de aspersiune, din diferite materiale, funcționând cu apă cu diverse grade de turbiditate și granulometrie.

Laboratorul de irigații și drenaje al Institutului politehnic „Gh. Asachi”, Iași, 1975.

#### Concluzii.

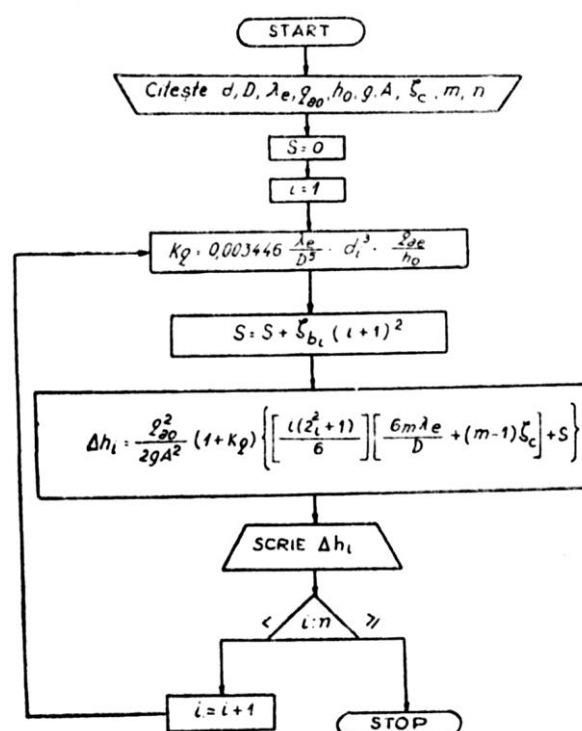
1. Relația propusă pentru calculul pierderilor pe aripile de udare (v. 36) este simplă și ține seama de toți factorii care intervin în procesul de curgere a apei pe

aripă; ea poate fi rezolvată cu ajutorul mașinilor electronice de calcul, pretându-se la alcătuirea cu ușurință a schemei logice (fig. 7.113).

2. Determinarea experimentală a coeficienților de pierdere de sarcină cu ajutorul instalației prezentate satisface atât condițiile impuse de cercetările cu caracter hidraulic, ce au ca scop să analizeze legile de rezistență  $\lambda = f\left(Re, \frac{r_0}{k}\right)$ , cât și pe acelea rezultate din schemele de funcționare ale aripilor de aspersiune.

3. Rezultatele prezentate se referă la funcționarea unor aripi orizontale cu apă limpede.

Standul (fig. 7.112) este organizat și pentru funcționarea cu apă încărcată cu aluviuni (două teze de doctorat).

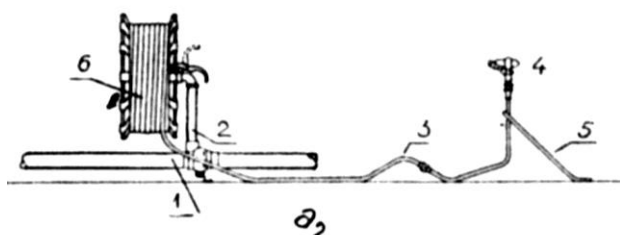
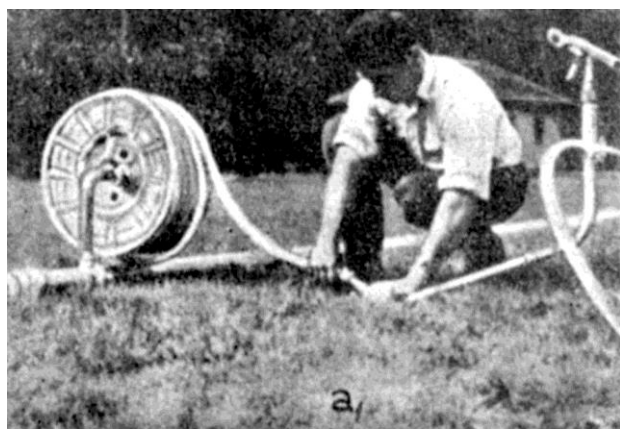


**Fig. 7.113.** Schema logică pentru calculul pierderilor de sarcină pe aripile de aspersiune.

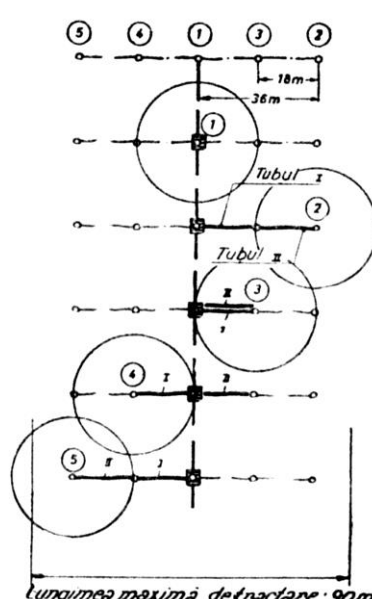
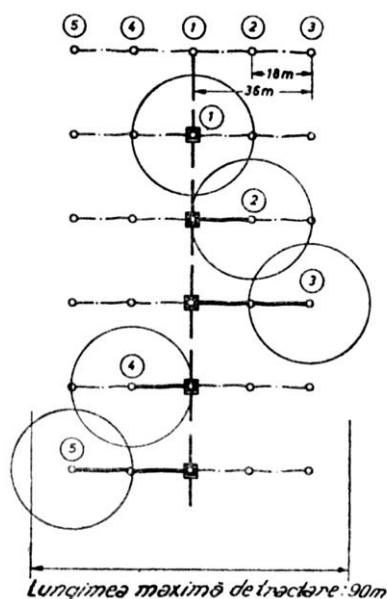
#### 7.3.4.2. Instalații semimobile cu presiune medie, cu aspersoare pe suport deplasabil

În scopul reducerii cheltuielilor de exploatare și pentru adaptarea aceluiași aparate și instalații de aspersiune la specificul culturilor și la schema de distribuție a apei, se folosesc, îndeosebi în complexul hidroameliorativ Rhônul inferior și Languedoc (Franța), instalații cu aspersoare cu deplasare prin târare (fig. 7.114) pe suporturi glisanti (model mare și mic).

În cazul grădinilor de legume și al livezilor, aspersorul trebuie să urmărească, în deplasare, linia brazdelor sau a rândurilor de pomi.



**Fig. 7.114.** Aspersor Perrot cu deplasarea prin târâre (prospect Perrot, 1974):  $a_1$ ;  $a_2$  – cu dispozitiv de rulare a tubului flexibil și cu alimentare prin suportul acestuia;  $b$  – cu priza directă a furtunului; 1 – aripă cu cuplaj rapid; 2 – priză de apă; 3 – tub flexibil; 4 – aspersor; 5 – suport de târâre; 6 – dispozitiv de rulare.



**Fig. 7.115.** Scheme de udare cu aspersoare deplasabile (după udări în cele 5 poziții, tuburile sunt rulate în vederea transportării), prospect Perrot, 1974.

Instalația cu aspersoare pe suporturi glisante este racordată la rețeaua de conducte fixe (îngropate) sub presiune. Ultima conductă fixă de distribuție (c.d.) străbate central și longitudinal terenul de irigație, iar la intervale de 72 m sunt instalate prizele  $P$ , la care se racordează conductele de aluminiu sau P.E., aripile aspersoare (a.a.), situate la suprafața terenului sau îngropate. Aripile aspersoare distribuie apa între aspersoare cu ajutorul tuburilor flexibile (fig. 7.115).

În figura 7.116 este dat un exemplu de instalație folosită la irigarea unei parcele de 14,5 ha, din Complexul Rhôn inferior – Languedoc (după ing. Albert Goudeau, Montpellier, 1963).

Calculul hidraulic al rețelei este făcut în ipoteza funcționării simultane a două prize (de exemplu  $p_1$  și  $p_4$ ), alimentând fiecare câte două aripi aspersoare (de exemplu  $A$  și  $A'$ ) având fiecare câte 14 aspersoare. Conducta de distribuție îngropată alimentează simultan un număr de 56 aspersoare, prin cele două prize și patru aripi aspersoare.

Echipamentul și caracteristicile funcționale sunt:

- *conducte de aliaj* de aluminiu (aripa aspersoare), care transportă câte 1/4 din debitul conductei fixe de distribuție, debit furnizat prin cele două prize în funcțiune simultană. Aceste conducte au:  $D_n = 2''$ , lungimea (fiecărei aripi) 162 m, pierderile de sarcină 3,12 m;

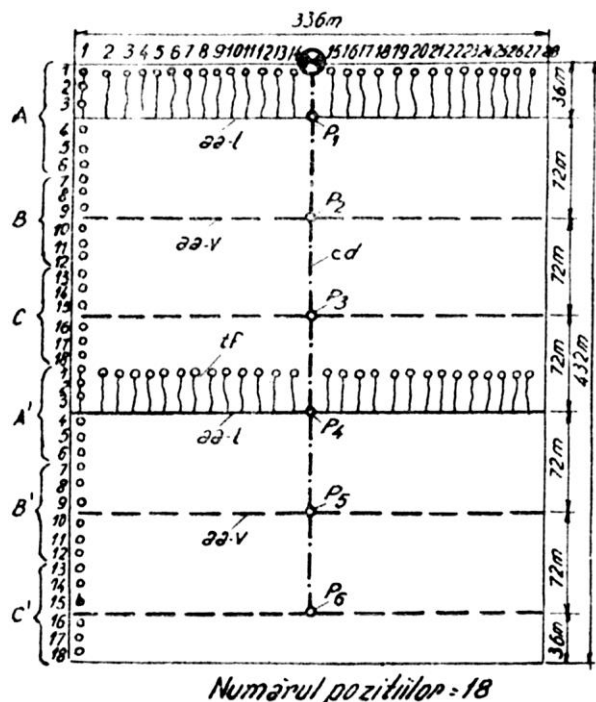
- *tuburile de material plastic* au:  $D_n = 20$  mm, lungimea = 30 m, pierderile de sarcină 1,20 m ( $0,04 \times 30$ ), pierderile de sarcină totale  $3,12 + 1,20 = 4,32$  m;

- *presiunea de funcționare (de serviciu) la primul aspersor* este:  $2,80 - 0,12 = 2,68$  at ( $2,80$  – presiunea la priză);

- *presiunea de funcționare la ultimul aspersor* este:  $2,68 - 0,312 = 2,368$  at;

- *debitul pe aspersor* =  $0,83$  l/s;  $H_{sm} = 2,5$  at;  $i_f = 5,7$  mm/h.





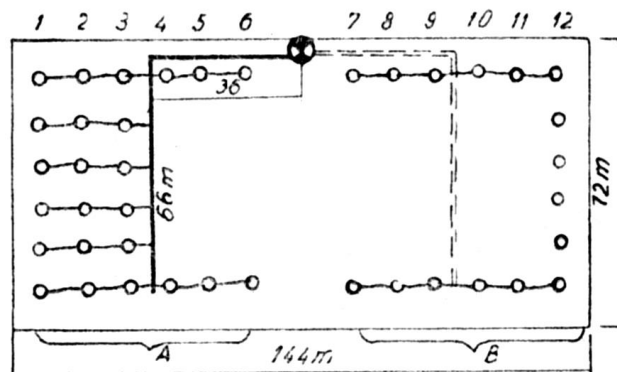
**Fig. 7.116.** Schema instalației de aspersiune cu aspersoare Seppic pe suporturi glisanți, situată la 12 x 12 m, pentru o parcelă de 14,5 ha: c.d. – conductă de distribuție;  $P_1, P_2, \dots, P_6$  – priză (hidrant); aa-l – aripă aspersoare în lucru; aa-v – aripă aspersoare în poziția viitoare; tf – tub flexibil; 1, 2, 3, ... 18 (pe verticală) pozițiile succesive ale aspersorului pe o direcție; 1, 2, 3, ... 27, 28 (pe orizontală) – numărul aspersoarelor ce funcționează simultan pe cele două aripi alimentate de o priză de apă; a – aspersor; A, B, C – pozițiile aripii I și A'B'C' – pozițiile aripii II.

Pentru funcționarea instalației prezentate în schița din fig. 7.116 sunt necesare: 648 m conductă aluminiu, cele patru aripi aspersoare [(336 x 2) – (12 x 2)]; 58 aspersoare montate pe suporturi glisanți care se brânsează prin tuburile elastice la aripile aspersoare de aluminiu.

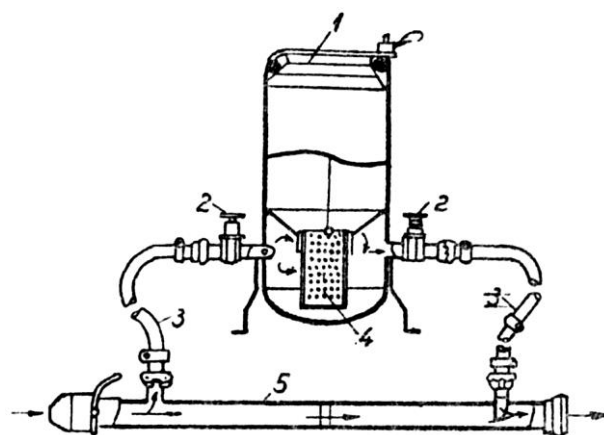
Deplasarea aspersoarelor montate pe suporturi glisanți se poate face prin tracțiune, cu tuburile elastice. Tuburile elastice având 30 m lungime, este posibil să se efectueze cu fiecare aspersor câte 3 stații, de o parte și de alta a aripii aspersoare (de aluminiu), fără a necesita deplasarea acesteia. Funcționarea aspersorului se face începând cu stația cea mai depărtată de aripă, în ordinea 1, 2, 3 respectiv 6, 5, 4 (v. fig. 7.116 poziția A, de o parte și de alta a aripii).

În figura 7.117 se dă (ing. Albert Goudeau, 1963) o schemă de udare cu instalația mobilă folosind aspersoare SEPPIC cu suporturi glisanți, pentru o parcelă de 1 ha din complexul hidroameliorativ Rhônul inferior – Languedoc.

La toate tipurile de instalații de aspersiune cu conducte prezentate, se pot atașa dozatoare de îngrășământ, ca cel din figura 7.118, cu ajutorul căruia se realizează concomitent cu udarea și distribuirea îngrășămintelor.



**Fig. 7.117.** Schema instalației de aspersiune cu aspersoare Seppic pe suporturi glisanți, situată la 12x12 m, pentru o parcelă de 1 ha.



**Fig. 7.118.** Secțiune prin dozatorul de îngrășămintă și schema racordării la aripa aspersoare: 1 – rezervor pentru îngrășămintă chimică; 2 – robinet; 3 – tuburi elastice; 4 – sită prin care trece îngrășămintă; 5 – aripă aspersoare.

### 7.3.4.3. Instalații cu dispozitive speciale „Aripi mobile uriașe”

Instalații cu dispozitive speciale „aripi mobile uriașe” adoptate în exploatarea mari, cu parcele sistematizate, pot stropi dintr-o poziție suprafețe de câteva hectare sau zeci de hectare; sunt, în general, tractate sau autodeplasabile și necesită o presiune de 4-8 at. În prezent, din punct de vedere al mutării mecanizate se evidențiază două metode de deplasare a aripii, metode ce le definesc și tipul constructiv: aripă tractată și aripă autodeplasabilă.

Aripi tractate se pot deplasa fiind montate pe cărucioare, skiduri, stabilizatoare, care permit târârea aripii în poziție desfășurată (fig. 7.119, 7.120 7.121, 7.122), sau se pot muta fiind înfășurate pe moseare speciale – conducte flexibile – aripi anulate (Schleibunch, Water-Winch), sau mutarea se realizează prin demontarea aripii și așezarea ei pe deplasatoare speciale (aripa tip Angerer).

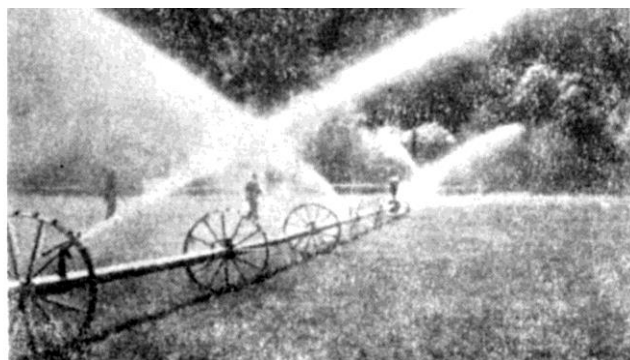
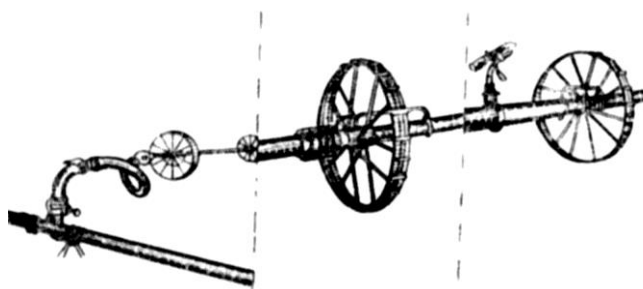
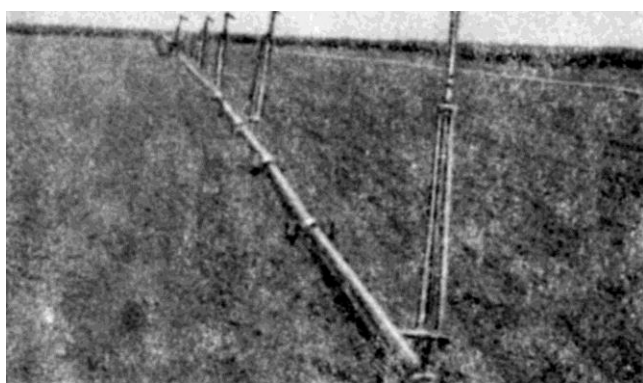
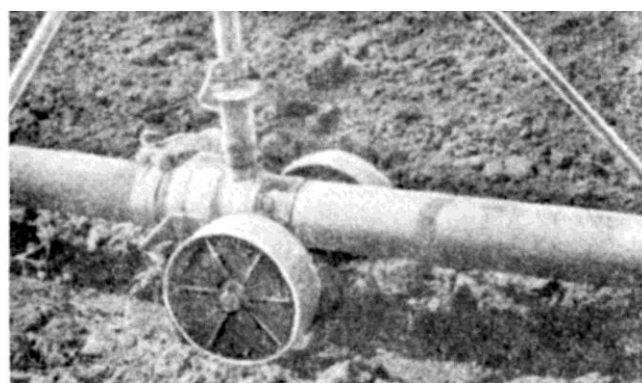


Fig. 7.119. Instalație Perrot cu aspersor seria LMR.

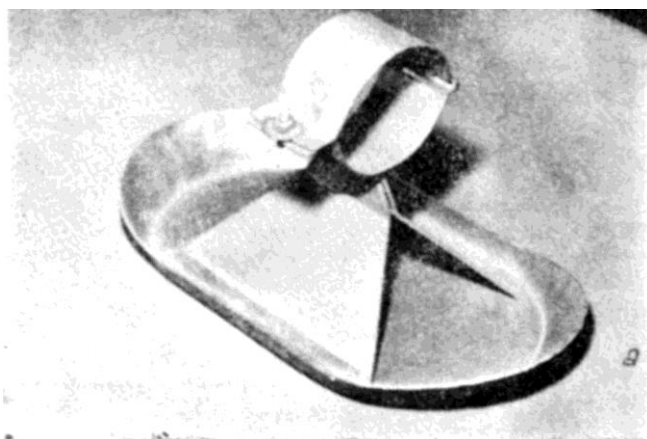


a

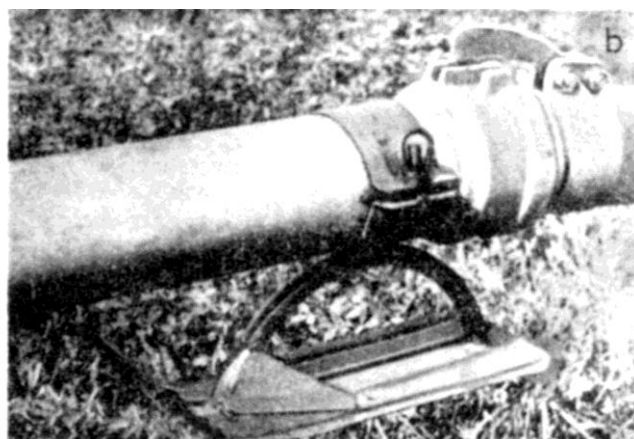


b

7.120. Aripă de aspersiune I.I.A.M. tip „Ceahlăul”, România, montată pe cărucioare [18]: a – ansamblu; b – detaliu cărucior cu mufă rapidă pentru cuplarea aspersorului.



a



b

Fig. 7.121. Tălpică pentru transportul longitudinal al aripii de aspersiune [18]: a – detaliu; b – ansamblu.

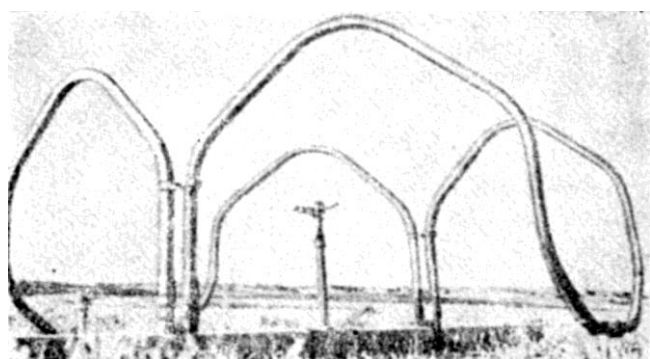


Fig. 7.122. Stabilizator pentru aripă de ploaie.

*Aripa de aspersiune rulabilă* (fig. 7.123, a, b, c, d) pe tambur este compusă din: conductă din material plastic (PE), cu:  $D_n = 2''1/2$ ;  $L = 360$  m, permițând rularea (a, b, c); aspersoare susținute pe patine (d), care permit mișcarea aripii în timpul rulării și care se demontează ușor când ajung la anrului (depozitându-se pe cadrul metalic ce încadrează anrului). Această instalație realizează udarea unei suprafețe de 12 ha/24 ore, fiind servită de un singur mecanic-udător (cu 15 aspersoare mari).

Alimentarea cu apă a aripii rulabile se poate realiza fie direct de la vana-hidrant (fig. 7.124), în care

caz anrului montat pe un suport cu două roți este tractat de un tractor (mașină), fie printr-un agregat de pompare (care are și rol motor) dintr-un canal de sector (fig. 7.125) [3]. Instalația se compune dintr-o conductă PE cu:  $D_n = 70$  mm,  $L = 198$  m (funcționând cu 11 aspersoare situate la 18 m), rulabilă pe un tambur cu diametrul de 4 m, amplasat pe o remorcă pe două roți. Schema de rulare și amplasare este dată în figura 7.125.

**Aripile autodeplasabile** sunt formele constructive cele mai evolute. Ele pot fi cu deplasarea transversală (Perrot, Huski, Square-Matic) și cu deplasare prin rotire pe suprafețe circulare, aripi tip pivot (SPP, Irrimatic, Valley, Lockwood, Ames).

*Aripi autodeplasabile, cu deplasare transversală.* Cele mai extinse sunt de tip Huski (fig. 7.126, 7.128) și Square-Matic (fig. 7.129). Aripa autodeplasabilă Huski a fost încercată de către I.C.M.A. la Moara Domnească și de către I.S.C.I.F la S.I. Sadova – Corabia.

Instalația tip Huski cu deplasare mecanică, transversală și longitudinală, alimentată de la hidrant (v. fig. 7.127), are conducta aspersoare (aripa) din aluminiu (cu:  $L = 183$  m,  $D_n = 150$  mm), susținută pe 13 cărucioare, cu cadre. Motorul de acționare este termic (7,5 CP), iar roțile sunt rabatabile și pentru deplasarea longitudinală.

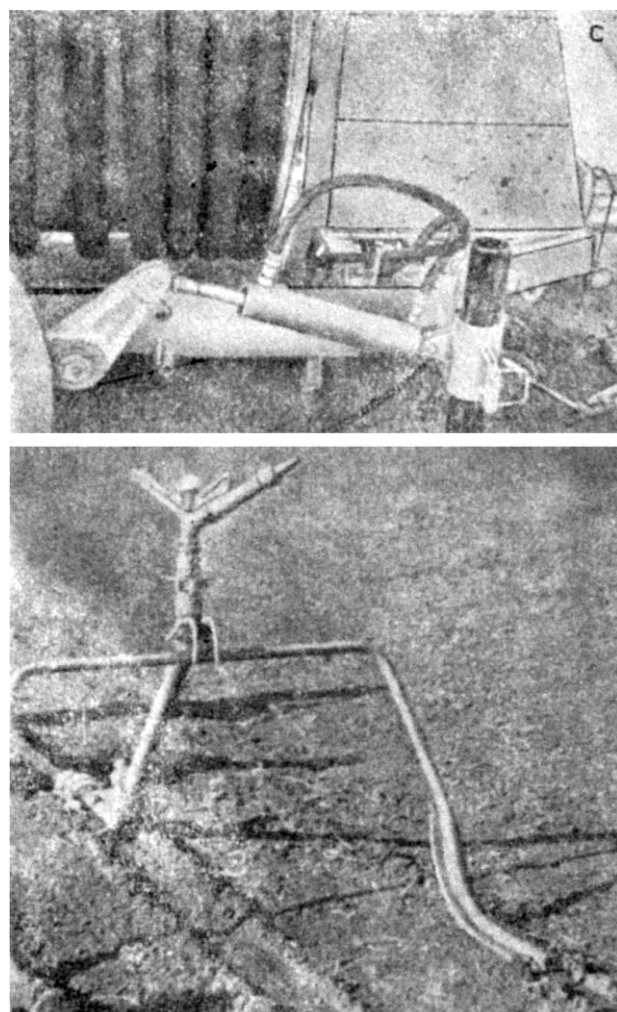
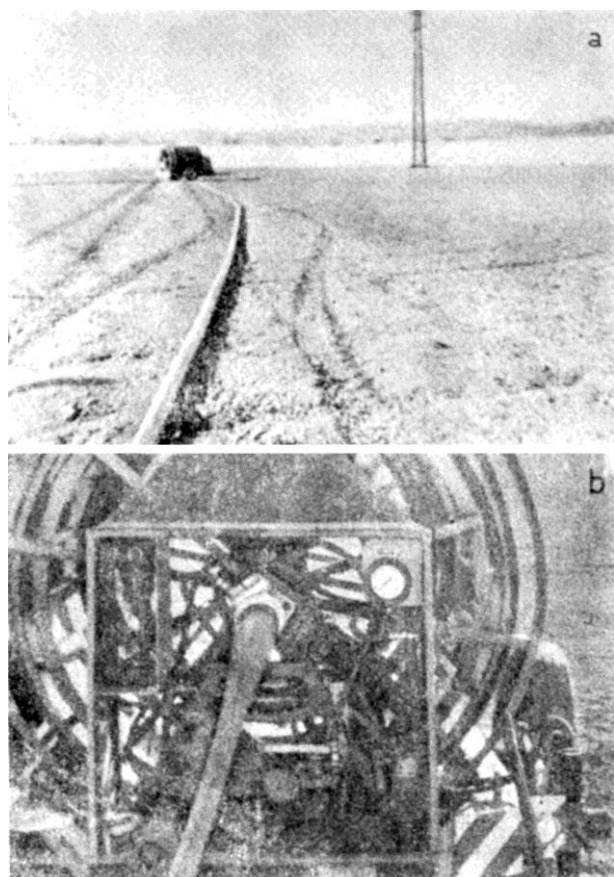
De la conducta aspersoare – aripă pornesc pe trei linii (în stânga, dreapta și consolă) țevi cu aspersoare (39 aspersoare), care asigură o intensitate medie de 5 mm/h și o suprafață irigată de 31,5 ha pe sezon,

Deplasarea aripii se realizează prin acționarea roților de sprijin de către motorul termic amplasat la partea centrală a aripii. Transmiterea mișcării pe roțile de sprijin este realizată prin axe cu articulații cardanice și lanțuri (fig. 7.128).

Datorită dezaxărilor ce apăreau în timpul deplasării, rezultatele n-au fost cele așteptate [18].

Aripa de tip Square-Matic (fig. 7.129) este considerată (de către revista „Big-Farmer”, 1971) ca cea mai importantă inovație a anului 1971 [18] în acest domeniu.

Deplasarea aripii se realizează prin motoare hidraulice montate la nivelul fiecărui cadru de susținere, iar ghidarea prin cablu de ghidare ce se înfășoară pe o tobă aflată la unul din capetele aripii. Dezaxările sunt eliminate (în sistemul de propulsie și cel de ghidare) la această aripă.



**Fig. 7.123.** Aripă de aspersiune rulabilă, R.S.C. (Sistemul de irigații Piscyani = 10.000 ha), vedere de ansamblu: anrului și conductă (a), detaliu anrului (b) și dispozitiv de transport cu două viteze de tractare (c) și aspersor pe patine ( $R_a = 36$  m;  $N_s = 6$  at) (d).

Ambele tipuri constructive (Huski și Square-Matic) sunt alimentate de la prize de apă sub presiune (hidranți) prin racordări flexibile, a căror lungime limitează lungimea parcursului între două aripi. Deplasările, de la un sector de irigat la altul, sau de la un aliniament la altul, se fac prin tractare, planul de rotire al roților de sprijin putând fi rotit cu  $90^\circ$  (fig. 7.130).



Fig. 7.124. Alimentarea cu apă a aripii rulabile de la vana hidrant.

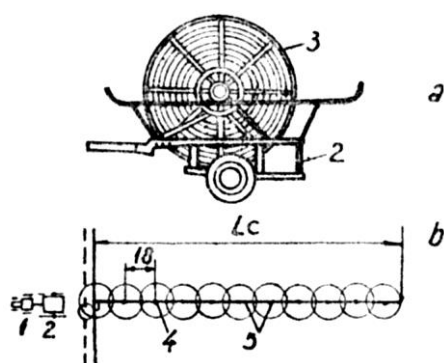


Fig. 7.125. Agregat de pompare cu conductă flexibilă pe tambur: *a* – conductă flexibilă pe tamburi; *b* – conductă flexibilă în lucru; 1 – agregat de pompare; 2 – dispozitiv de transport; 3 – tambur; 4 – conductă flexibilă; 5 – aspersoare;  $L_c$  – lungimea conductei de aspersiune.



Fig. 7.126. Aripa autodeplasabilă Huski – vedere de ansamblu.

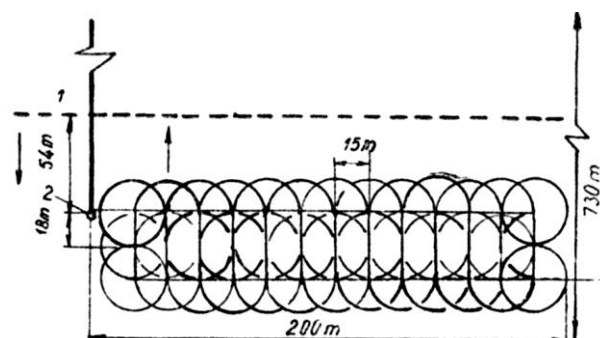


Fig. 7.127. Schemă tip pentru irigare cu agregatul Huski ( $S = 31,5$  ha): 1 – conductă îngropată; 2 – hidrant.

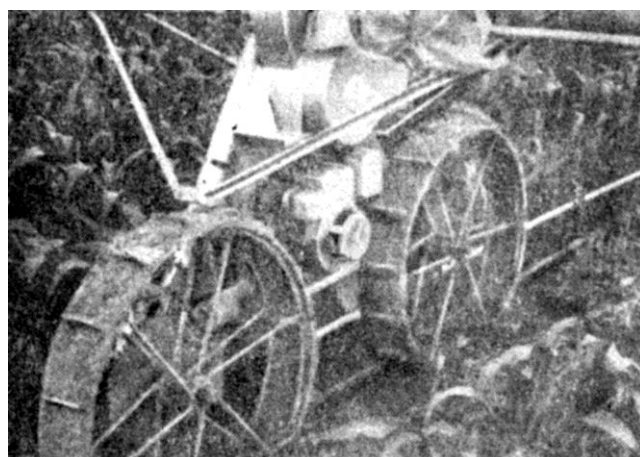


Fig. 7.128. Aripă Huski – grupul de acționare.

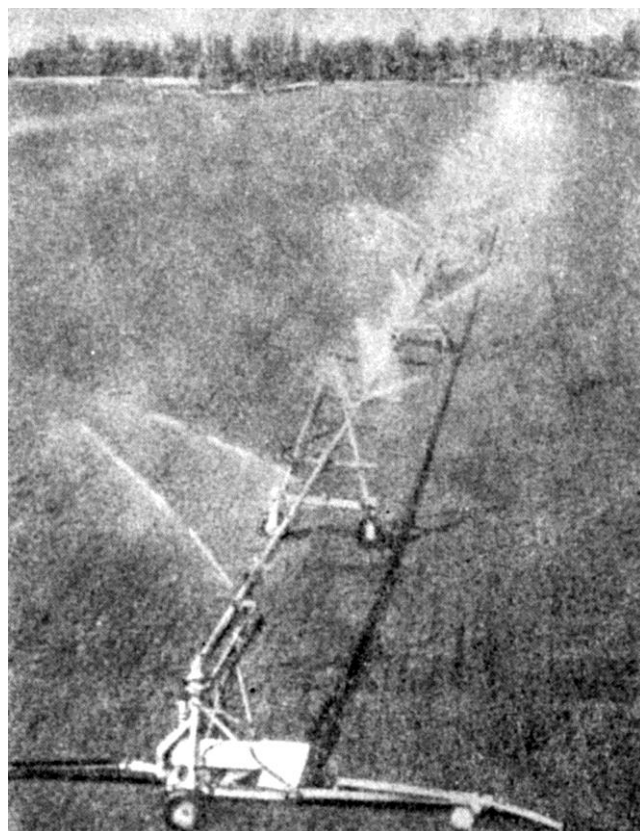
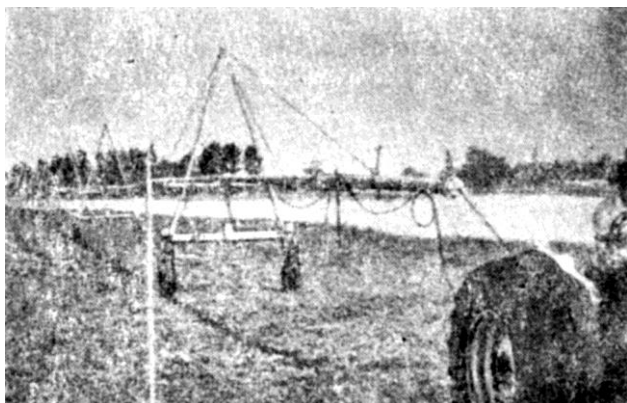


Fig. 7.129. Aripă autodeplasabilă Square-Matic.





**Fig. 7.130.** Aripă de ploaie pivot Square-Matic în poziție de transport.

Aceste aripi nu pot asigura automatizarea integrală a procesului de udare, datorită necesității de a se muta racordul flexibil de la un hidrant la altul iar în cazul aripii Square-Matic și cablul de ghidare de la un punct de ancorare la altul.

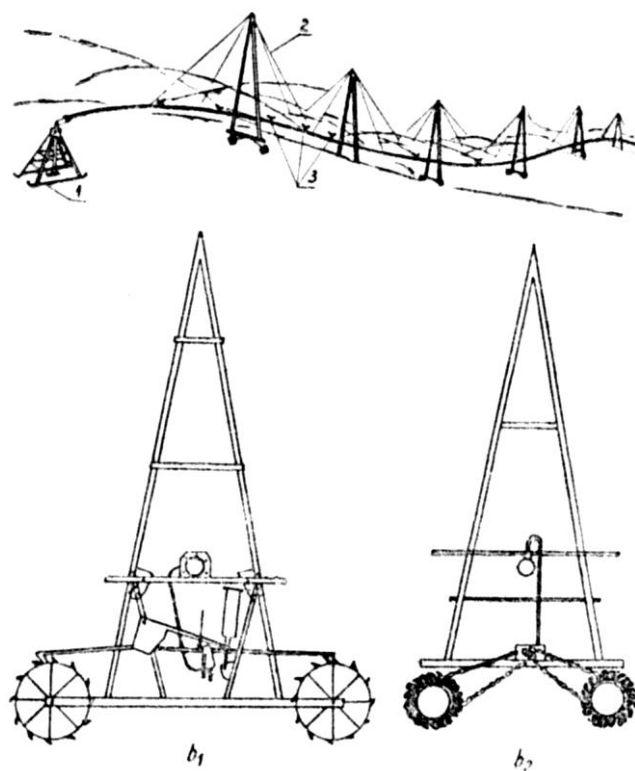
Dintre cele 3 tipuri de aripi incluse în grupa A, aripa Perrot (v. fig. 7.119) cu deplasare prin rostogolire (pe roți), având conducta aspersoare (aripa) montată prin axul roților, se folosește la irigarea plantelor de talie joasă. În țara noastră s-a realizat (1972) o astfel de instalație cu:  $L = 228$  m și 294 m,  $D_n = 100$  mm, respectiv 125 mm. Motorul de antrenare are 3,5 CP, iar roțile sunt distanțate la 6 m și au diametrul de 1,25 m. Cercetările întreprinse au arătat că [3]:

- investițiile cresc cu 1.800-2.400 lei/ha;
- consumul de metal crește de la 35 kg/ha la 180-250 kg/ha;
- cheltuielile de exploatare se reduc de la 300 lei/ha și an la 190 lei/ha și an.

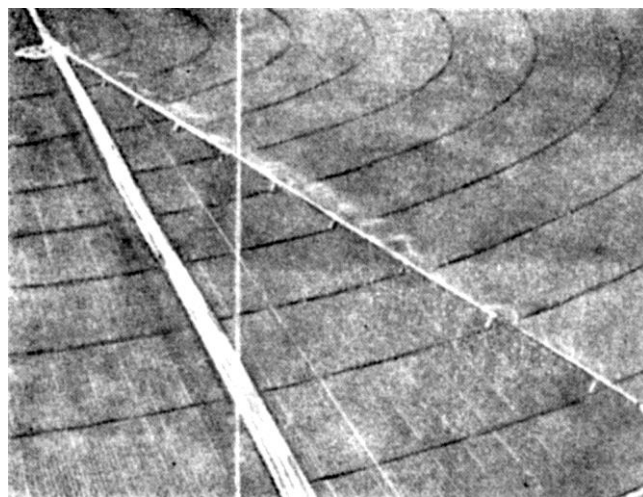
*Aripi autodeplasabile, cu deplasare circulară tip „pivot”.* După 1970, aripile pivot (fig. 7.131) cunosc o mare extindere (în S.U.A. și Franța), fiind realizate de diverse firme: americane (Walley, Lockwood, Ames, Shur-Rane, BJM, Roto-Squirt, Gifford-Hill's) și europene (S.P.P. Systems Limited, Irrimatic, S.P.S.).

Aceste aripi pivot sunt constituite dintr-o serie de cadre-turnuri montate pe roți și distanțate egal, plecând de la un punct central, unde apa vine sub presiune. Pe cadrele-turn este montată o conductă (aspersoare) care poartă aspersoarele. Întreaga aripă se rotește în plan orizontal, în tot timpul aspersării, printr-un sistem hidraulic cu transmisie cu lanț (Higromatic – Irrifrance) sau cu clichet (Iramatic Irrico-Bancilhon) (fig. 7.132). Preîntâmpinarea diverselor defecțiuni este asigurată prin dispozitive de siguranță.

Întrucât irigarea se realizează pe suprafețe mari circulare (chiar peste 100 ha), colțurile suprafețelor neudate de aripile pilot urmează a se uda prin alte procedee sau a li se da alte destinații (clădiri, plantații etc.) (fig. 7.133).



**Fig. 7.131.** Aripi cu pivot: a – vedere generală – tip Irrifrance; b<sub>1</sub> – detalii ale sistemelor de antrenare tip Iramatic (Irrico-Bancilhon); b<sub>2</sub> – idem tip Higromatic (Irrifrance); 1 – pivot; 2 – turn (cadru); 3 – aspersoare.



**Fig. 7.132.** Modul de deplasare a aripilor tip pivot în timpul udărilor.

Deplasarea aripii este posibilă și pe terenuri cu denivelări ce au pante de până la 5%, întrucât roțile se deplasează pe aceeași urmă (pierderi prin distrugerea recoltelor sunt sub 1%), nu se impun condiții deosebite la semănat.

După irigarea suprafeței circulare respective (v. fig. 7.132 și 7.133), aripa este deplasată, prin tractare, pe sectorul circular vecin (v. fig. 7.130), unde este repusă în funcțiune.

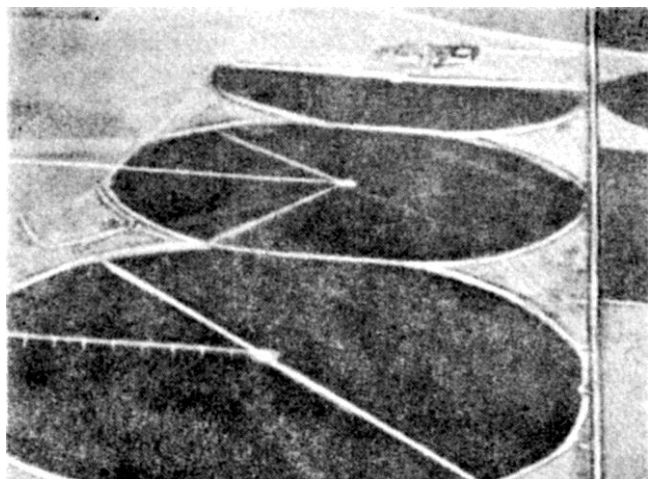


Fig. 7.133. Suprafețe amenajate pentru irigare cu aripi tip pivot „Vallery”.

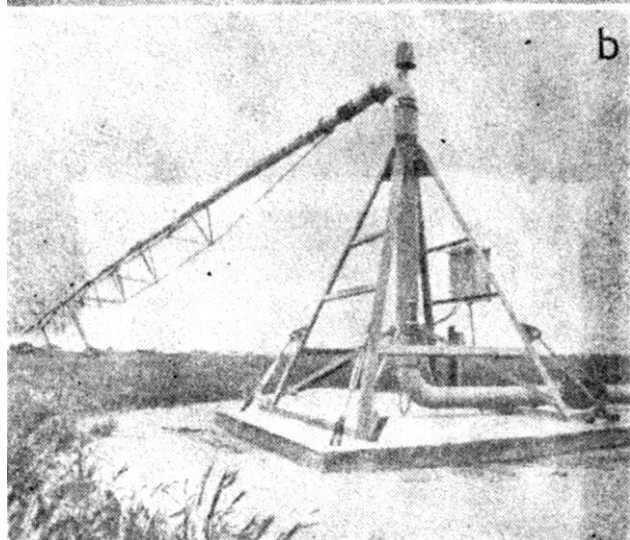
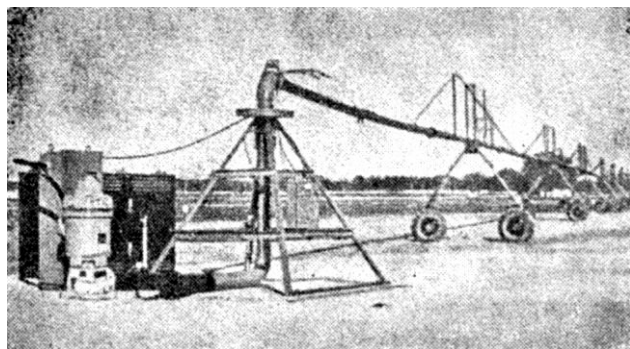


Fig. 7.134. Aripă de ploaie tip pivot racordată la un puț forat.  
a – aripă – ansamblu; b – pivotul – detaliu.

Aripa de aspersiune tip pivot este alcătuită din:

1) *Pivotul* care asigură bransarea la priza de apă (hidrant sau puț forat – fig. 7.134) și la unele tipuri și alimentarea cu energie electrică (de exemplu, la SPP, unde deplasarea se realizează electric, având mici electromotoare la fiecare cadru cu roți). Tot la pivot se montează tabloul de comandă cu dispozitivele de controlul alinierii și de comandă automată (fig. 7.135).

Pivotul se sprijină pe o construcție metalică piramidală prevăzută cu tălpi, care permit deplasarea prin alunecare și cu ancore pentru fixarea în stații.

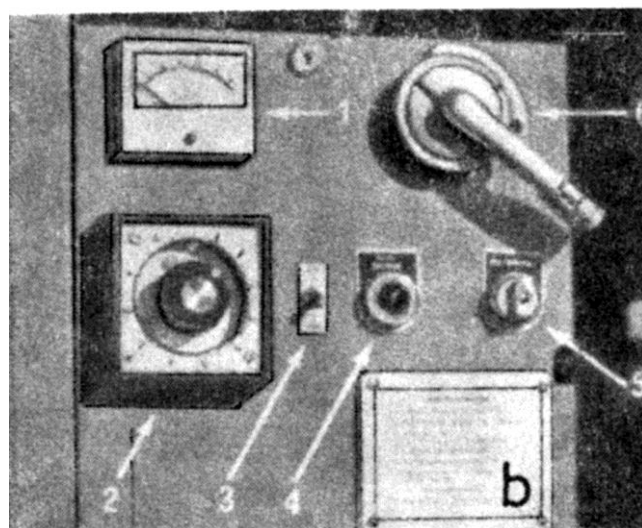
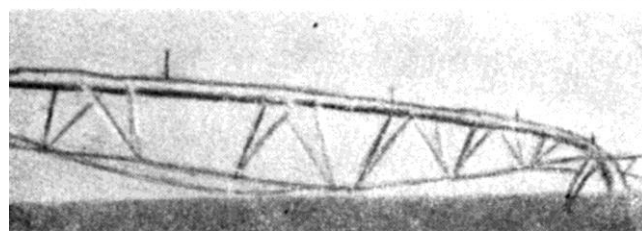
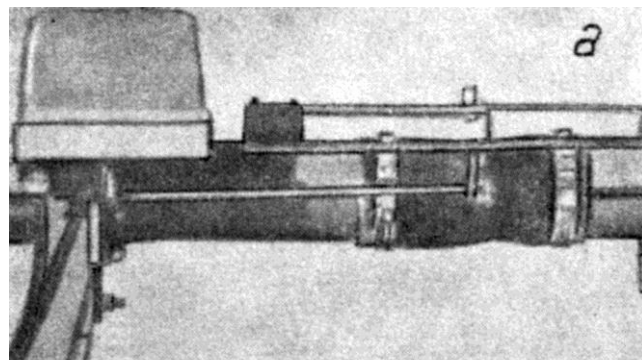


Fig. 7.135. Aripa Gifford-Hill's: a – dispozitivul de menținere a alinierii; b – panoul central de comandă.

2) *Cadrela de rezemare* (turnul de susținere) împreună cu conducta, cu o serie de ancore și tendoane, formează o *grindă de rezistență*, care preia eforturile ce apar în timpul deplasării. Grinda are suficientă elasticitate pentru ca aripa să poată urmări denivelările terenului (fig. 7.136) [18]. Grinda este realizată constructiv în mod diferit, de la un tip de aripă la alta (figura 7.137).

Roțile cadrelor de rezemare pot fi metalice sau cu pneuri (așezate în tandem), cu dimensiuni și forme constructive variabile la diferitele tipuri de aripi.

3) *Conducta principală*, confecționată din oțel sau aliaje de aluminiu, are:  $D_n = 100-200$  mm,  $L = 58-541$  și chiar 610 m. Lungimea este un multiplu al distanței dintre cadrele de susținere și se poate modi-

fica în funcție de suprafața ce urmează a se iriga. Înălțimea de amplasare a conductei depășește, la majoritatea tipurilor, 2,5 m de la sol, asigurându-se astfel trecerea peste culturile de talie mare.

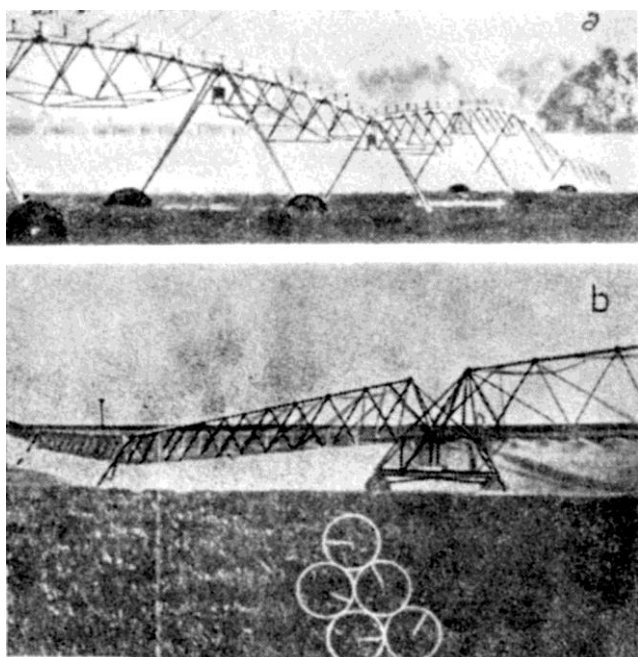


Fig. 7.136. Aripă de ploaie tip pivot, în funcțiune. a – aripă pivot Gifford- Hill's; b – aripa pivot Ames.

Îmbinarea tronsoanelor de conductă se realizează prin cuplaje elastice sau cuplaje rigide cu flanșe.

Tipul de aripă *Walley* poate avea lungimi ce variază de la 97 la 452 m, pentru adaptări la suprafețe irigabile de la 5 la 72,7 ha dintr-o poziție. Pentru suprafața maximă, debitul de apă este de 200-275 m<sup>3</sup>/h și presiuni de 1-6 at (pentru realizarea ploii și pentru deplasarea în cerc), cu care se aplică o normă de udare de 25 mm în timp de 66-90 ore, timpul corespunzător deplasării într-un cerc complet (deplasare hidraulică). Pentru deplasarea aripii este preluată din conductă o cantitate mică de apă, care acționează fiecare cilindru situat la cadrul cu roți. Roțile se deplasează cu 15 cm pentru fiecare cursă a pistonului.

La tipul de aripă *Irrimatic S.P.S.*, conducta principală, cu  $L_{Mx} = 452$  m, este susținută la 2,30 m deasupra solului de 15 ferme instalate fiecare pe două roți (tab. 7.13 și 7.14). Aripa se cuplează la hidrant (puț forat) și se deplasează cu o mișcare circulară în jurul acestuia (figura 7.138) [2]. Instalația rămâne în general în aceeași poziție tot timpul sezonului, putând iriga 64 ha (limite: 5-72,7 ha), cu o normă de 162 mm în 60 zile. În cazuri speciale se poate deplasa într-un sezon de irigație pe 2-4 hidranți. Operația de deplasare necesită un tractor și doi lucrători, timp de 2-4 ore.

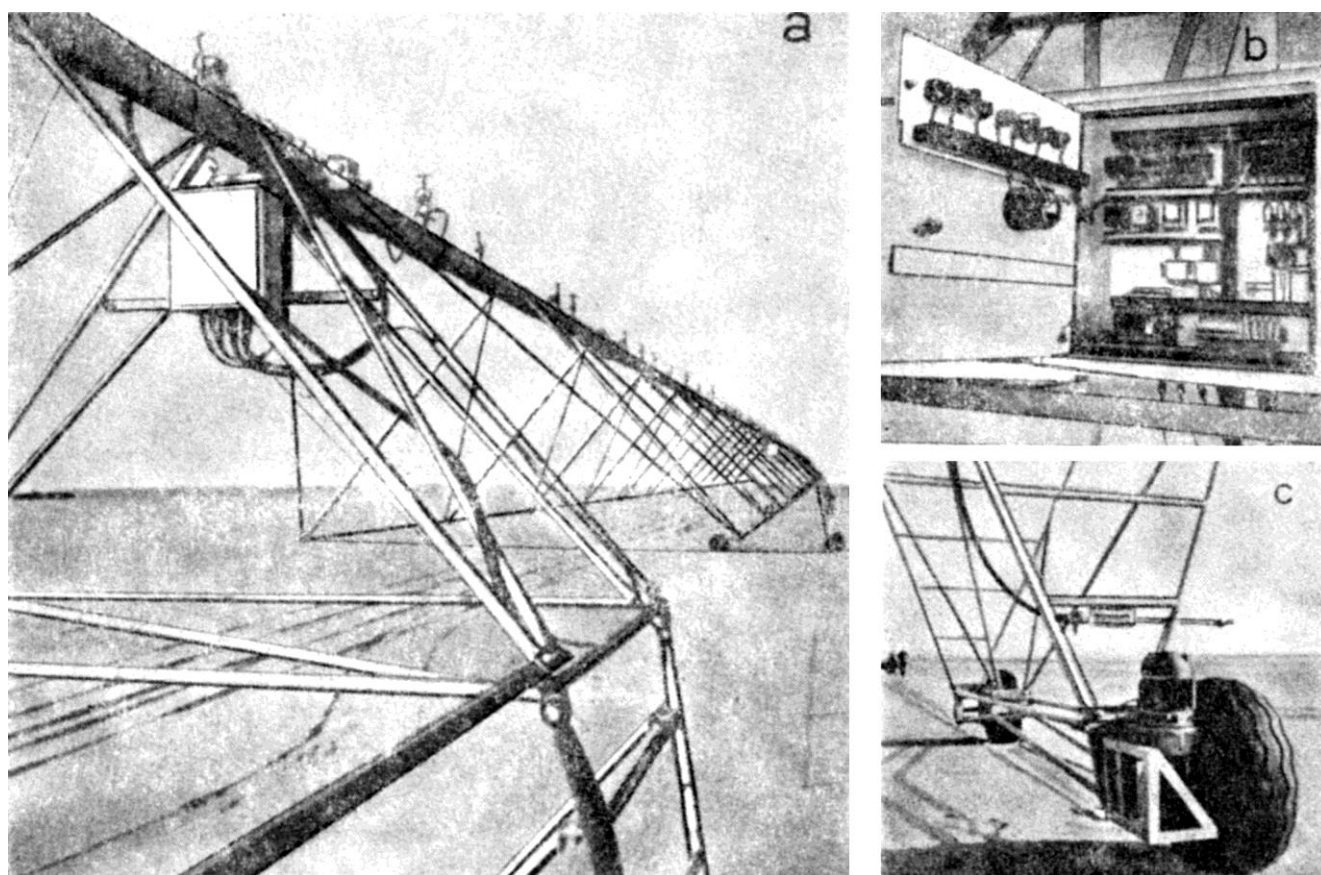
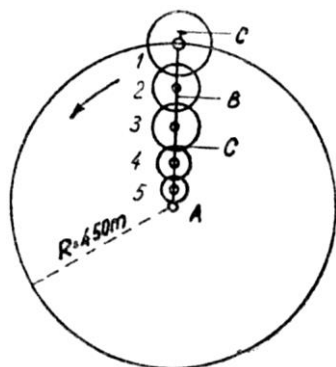


Fig. 7.137. Grinda de rezistență SPP (conducta de alimentare cu aspersoare): aripi pivot (a), cu sistemul de telecontrol – telecomandă (b) și cu roțile (c), după E. Pitchford.

Instalația se execută pentru suprafețe cuprinse între 6 și 64 ha, cu debite de 130-150 m<sup>3</sup>/h (limite 50-200 m<sup>3</sup>/h), și presiuni de 4-6 al, realizând norme de udare de 10 până la 100 mm, cu o uniformitate foarte bună.

Instalația fiind complet automatizată, asigură funcționarea continuă (24 din 24 ore) și reducerea investițiilor în lucrările de captarea și distribuția apei, iar forța de muncă (în exploatare) se reduce cu circa 90% [3] (tab. 7.13 și 7.14).



**Fig. 7.138.** Schema deplasării aripii aspersoare, prin rotire:

A – hidrant central; B – aripa aspersoare; C – suport; 1, 5 – aspersoare cu raza descrescândă spre centru.

4) *Aspersoarele* sunt fixate pe racorduri echi-distante (9 m) sau la distanțe variabile (mai mici către capătul aval), pentru a se asigura uniformitatea distribuției apei (intensitățile se pot realiza din ce în ce mai mari către capătul extrem – aval). Capătul aval al aripii, prelungit în consolă, este prevăzut cu un aspersor gigant (fig. 7.139).

În tabelul 7.15 sunt indicate pluviometriile realizate de o aripă pivot (AMES) în anumite condiții de exploatare.

**Tabelul 7.13.** Caracteristicile aripii de aspersiune autodeplasabilă cu pivot de tip Irrimatic – SPS Franța [17].

Tipul	Lungimea aripii (m)	Numărul cadrelor motrice	Presiunea recomandată (at)	Debitul (m <sup>3</sup> /s)	Suprafața irigată (ha)	Raza de udare (m)
					Cu aspersorul terminal în funcțiune tot timpul	
315	97	3	4 4,5	50 115	5	127
412	126	4			7,7	156
509	156	5			10,8	186
606	163 185	6			14,6	215
703	193 215	7			18,8	245
800	223 245	8	4,5 5	90 200	23,6	275
897	252 274	9			29	304
994	282 304	10			35	334
1091	312 333	11			41,4	363
1188	341 363	12			48,4	393
1285	371 393	13			56	423
1382	400 422	14			64,1	452
1479	430 452	15			72,7	482

5) *Acționarea* dispozitivelor de propulsie se realizează:

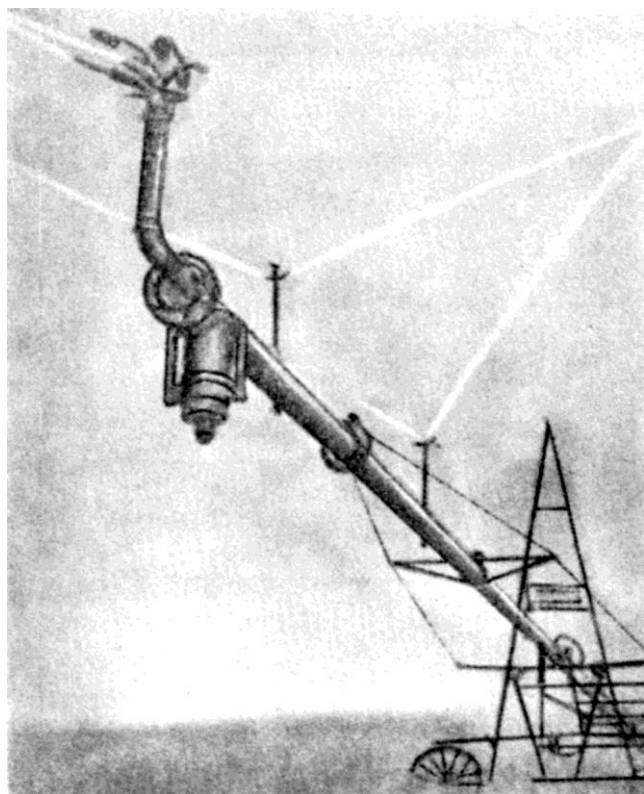
– *hidraulic*, folosind apa sub presiune din conducta principală, care pune în mișcare un motor hidraulic cu mișcare alternativă sau rotativ, ce la rândul lui acționează asupra dispozitivelor de propulsie;

– *oleo-hidraulic*, folosind un sistem hidrostatic independent, cu circuit propriu, a cărui pompă este antrenată de un motor hidraulic rotativ, sau de un motor electric;

**Tabelul 7.14.** Performanțele aripii S.P.P. [17]

Număr de deschideri	Lungimea aripii și suprafața irigată circular – aripa cu pivot SPP Reading – Anglia								Timp de rotire	
	Aripa propriu-zisă		Cu aspersor mare de capăt		Cu extindere prin prelungitor		Cu prelungitor și aspersor mare de capăt			
	lungimea (m)	suprafața (ha)	lungimea (m)	suprafața (ha)	lungimea (m)	suprafața (ha)	lungimea (m)	suprafața (ha)	minim (ore)	maxim (ore)
1	58	1,05	73	1,67	83	2,1	97	3,0	1,8	54
2	112	3,91	127	5,07	137	5,9	151	7,1	3,6	108
3	116	8,58	181	10,3	191	11,5	205	13,2	5,3	159
4	219	15,0	234	17,2	214	18,7	258	20,9	7,0	210
5	273	23,3,	288	26,1	298	27,9	312	30,6	8,7	261
6	327	33,1	342	36,7	352	38,9	366	42,1	10,6	318
7	380	45,4	395	49,0	395	51,5	419	55,1	12,2	366
8	438	59,1	449	63,3	459	66,2	473	70,3	18,9	414
9	488	74,6	503	79,5	513	82,7	527	87,3	15,6	468
10	541	91,9	556	97,1	566	100,6	580	105,7	17,4	522





**Fig. 7.139.** Aripa de aspersiune Valley în funcțiune (se vede aspersorul gigant de capăt).

**Tabelul 7.15.** Performanțele pluviometrice ale aripii AMES – USA

Timpul pentru o rotație (ore)	Ploaia (mm) căzută la o rotație pentru debitele:				
	170,28 (m <sup>3</sup> /h)	193,02 (m <sup>3</sup> /h)	215,70 (m <sup>3</sup> /h)	238,44 (m <sup>3</sup> /h)	261,12 (m <sup>3</sup> /h)
8	2,54	3,04	3,30	3,81	4,06
10	3,30	3,81	4,31	4,82	5,08
12	4,06	4,57	5,08	5,58	6,09
14	4,57	5,33	5,84	6,60	7,11
16	5,33	6,09	6,85	7,62	8,12
18	5,84	6,85	7,62	8,63	9,11
20	6,60	7,62	8,38	9,39	10,16
22	7,11	8,38	9,39	10,41	11,17
24	7,87	9,14	10,16	11,43	12,19
26	8,63	9,90	11,92	12,44	13,20
28	9,14	10,66	11,93	13,46	14,22
30	9,90	11,43	12,70	14,22	15,24
32	10,11	12,19	13,46	15,24	16,25
34	11,17	12,95	14,47	16,25	17,28
36	11,93	13,71	15,24	17,01	18,28
38	12,44	14,47	16,00	18,03	19,30
40	13,20	15,24	17,01	19,05	20,32
44	14,47	16,76	18,54	20,82	22,35
46	14,98	17,52	19,55	21,84	23,86
48	15,74	18,28	20,32	22,86	24,38

– *electric*, în care caz există montat câte un motor electric la nivelul fiecărui cadru de susținere, transmiterea mișcării la roți realizându-se prin reductoare, transmisii cardanice, transmisii cu lanț etc. Motoarele electrice sunt de curent alternativ, cu puteri de 0,5-1,0 CP.

Transmisiile tuturor aripilor sunt transmisii autoblocante, pentru a se preveni alunecarea înapoi a agregatului, în cazul udării pe pante.

6) *Sistemul de comandă și aliniere* asigură menținerea alinierii pe direcție radială și reglează viteza de rotire a instalației. Palpatoarele amplasate la îmbinarea elastică dintre două tronsoane (v. fig. 7.135, a) acționează asupra unor distribuitoare hidraulice (la acționarea hidraulică sau oleo-hidraulică) sau asupra unor microîntrerupătoare (la acționarea electrică), capabile să pună sau să scoată din funcțiune motoarele cadrelor de susținere ieșite din aliniere. În cazul unor nealinieri mari, ce depășesc posibilitățile de corecție ale dispozitivului, aripa pivot este scoasă automat din funcțiune.

În tabelul 7.16 sunt date [18] caracteristicile constructive și performanțele în exploatare ale diverselor tipuri de aripi pivot existente pe plan mondial.

Se întreprind studii pentru perfecționarea aripilor pivot în privința: supleții, comenzilor, adaptării pentru irigarea terenurilor accidentate, precum și a reducerii cheltuielilor de investiții și exploatare.

Un studiu comparativ întreprins [18] între un tip de aripă pivot (de exemplu, Valley) și aripile clasice mutate manual (I.I.A. și I.I.A.M. sau mai vechi I.A.C. și I.A.J.) reliefează avantajele aripii pivot, exprimate în: productivitate ridicată, minimum de forță de muncă necesară, deplasare comandată automat, udare uniformă (tab. 7.17).

Până în prezent, la noi în țară au fost verificate aripile autodeplasabile Husky (și în ultima perioadă S.P.P.), pe lângă cele cu deplasare manuală sau tractate, de proveniență românească (I.I.A., I.I.A.M., I.A.C, I.A.J.) sau din import (Perrot, Wright – Rain, Ravit – Zinkal, Seppic etc.).

Forma constructivă cea mai evoluată de aripă de aspersiune, care răspunde și dezideratului de a se încadra în sistemul de irigație automatizat „cu răspuns” (distribuție) „la cerere” este, în prezent, aripa tip pivot autodeplasabilă. Aspectele economice și tehnice fiind însă foarte complexe, eficiența utilizării lor justificându-se numai în cazul unor sporuri apreciabile de recoltă, iar documentația existentă în prezent la noi este total insuficientă (provenind în special din zonele unde au fost folosite mai mult: terenuri nisipoase, cu precipitații deficitare, de exemplu Texas – zone în care irigarea este de tip „permanent”, cu maximă eficiență), se impun studii experimentale în toate zonele mari irigabile din țară, apte de a primi astfel de echipamente.

**Tabelul 7.16.** Principalele caracteristici tehnice ale aripilor autodeplasabile cu pivot [18]

Nr. cri.	Denumirea aripii, țara, firma constructoare	Lungimea aripii (m)	Distanța între cadre (m)	Suprafața udată într-o poziție (ha)	Timpul unei rotații (h)	Presiunea de lucru (at)	Distanța între aspersoare (m)	Panta maximă (%)	Înălțimea aripii (m)	Sistemul de acționare	Diametrul conductei (m m)	Debitul aripii (m <sup>3</sup> /h)
1	S.P.P. Reading – Anglia Oxford-Road	58- 541	54	1,05-91,9	1,8-522	3,5-6,5	9-15			electric	175,0	
2	Irrimatic S.P.S I.R.R.I.C.O. Le Mans-Franța	97-452	30	5,0-72,7	23,6-74,4	4-6	9	5	2,30	hidraulic	150,0 200,0	50-272
3	Fregata – fosta Uniune Sovietică	454	30			6-6,5	9					
4	Valley Self-propelled Valmont, Valley, Nebraska, U.S.A.		32 38	150	6-350		9,6 28	5 22	3,65	hidraulic oleo-hidr. electric	150 175	
5	Lockwood 2100 și 2200 Gering – Nebraska U.S.A.	370	30		12-240				2,70	electric	175	
6	AMES pivot irrigator Milpitas California U.S. A.	610	76		8-72	2,7-3,5	2,15		2,5	electric		
7	Shur-Rane Sprinkler System John Bean, San Jose, Calif. U.S.A.	550	30	125		3,7-4,1			2,6	hidraulic electric	175	
8	Self-propelled pivot B.J.M. – C.R.O.P. WHEE Irrigation System DODGE CITY – Kansas U.S.A.	390	30	80	24-120			20	2,5	hidraulic oleo-hidr.	150	
9	Roto Squirt automatic irrigation Irrigation Motor & PUMP Co Longmont COLORADO			80	>6	4,7		28 30		hidraulic electric	100 150 175	
10	Gifford Hill's-sprinkler system LUBBOCK – TEXAS – U.S.A.	380	38		17,1-248					electric		

**Tabelul 7.17.** Valorile investițiilor la folosirea aripii tip Valley, comparativ cu aripile clasice mutate manual [18]

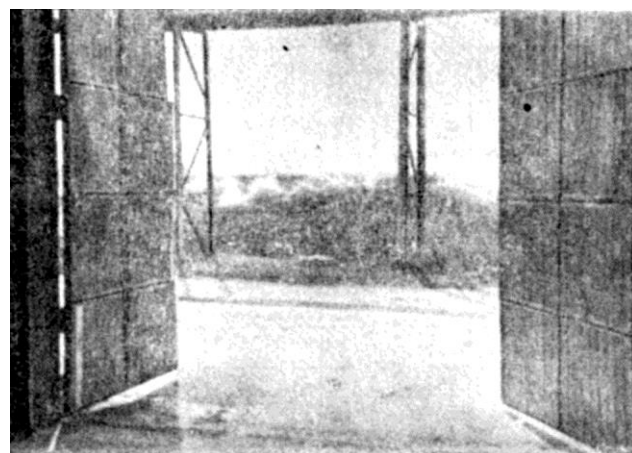
Felul investiției	Udare cu aripa Valley 2.400 acri (972 ha)	Udare cu aripi clasice mutate manual 2.380 acri (964 ha)
Investiții pentru puțuri, pompe, utilaje	220.000 dolari	185.000 dolari
Investiții în mijloace de transport	1,1/2 camionete 1,1/2 tractoare	3 camionete 4 tractoare
Mână de lucru în perioada de vegetație	3 oameni	8 oameni

#### 7.3.4.4. Instalații fixe de irigație prin aspersiune de tip anfansabil

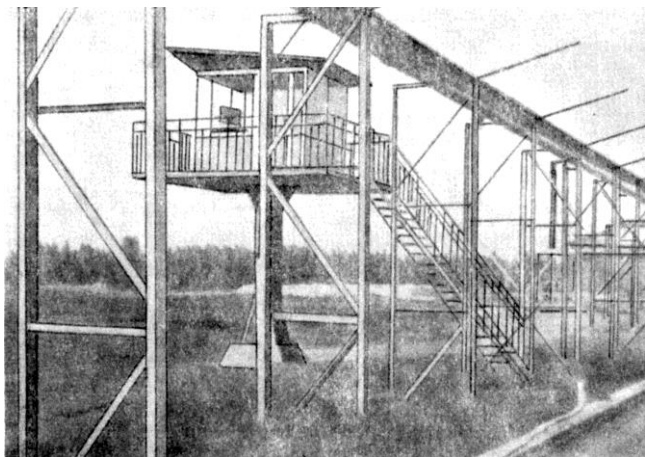
Soluția sistemului fix de irigare prin aspersiune de tip anfansabil este concepută și materializată de specialiștii bulgari. La Congresul al VIII-lea internațional de irigații și drenaje (Varna, 18 mai – 4 iunie 1972) au fost prezentate utilajele și aparatele realizate la uzina de prelucrare a materialelor plastice Elin-Pelin

(situată la 30 km de Sofia), ca și trei câmpuri amenajate (1970-1972) în sistemul anfansabil, pentru culturi de legume:

– stația-pilot a uzinei Elin-Pelin (fig. 7.140, 7.141), 12 ha;

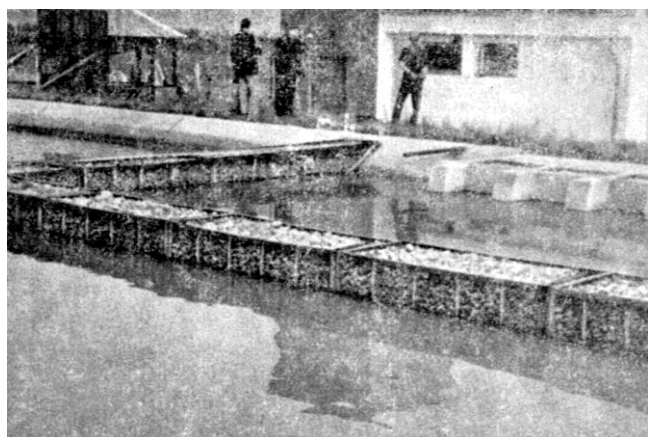


**Fig. 7.140.** Stația pilot (12 ha) a Uzinei P.M.P. Elin-Pelin pentru studiul echipamentului de irigații (aspersiune) în sistem fix, anfansabil.

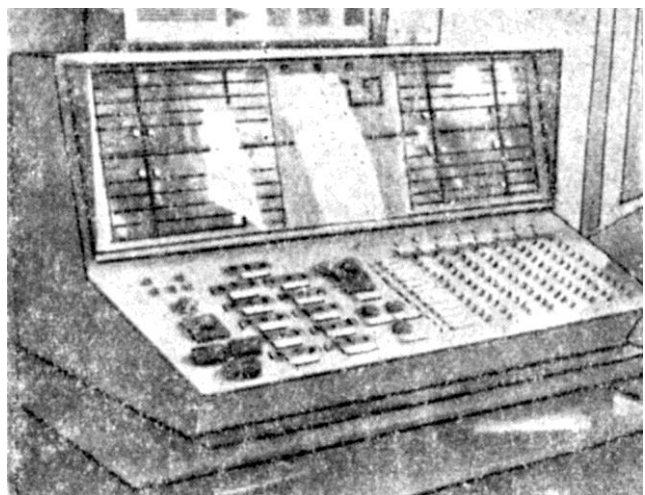


**Fig. 7.141.** Cabina de telecomandă a stației pilot Elin-Pelin, pentru studiul echipamentului din PVC dur, folosit în sistem de irigații fix, de tip anfansabil.

– sistemul Maloconare-Pazargic (fig. 7.142, 7.143, 7.144 a, b, c), 167 ha;



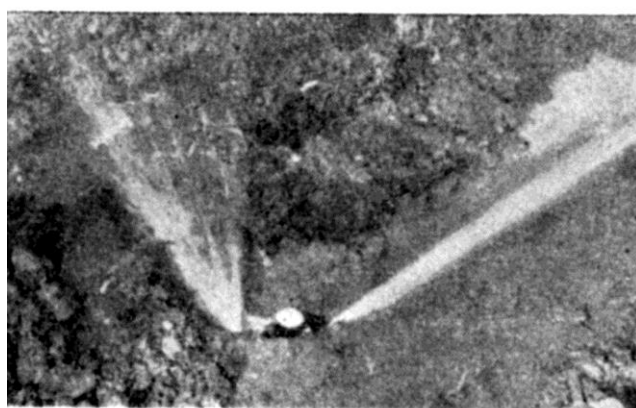
**Fig. 7.142.** Stația de pompare și punere sub presiune a sistemului de irigații de tip anfansabil din comuna Maloconare – Plovdiv (se văd măsurile de combatere a aluviunilor; bazin decantor în capul canalului de aducțiune, filtru de pietriș, la bazinul de aspirație).



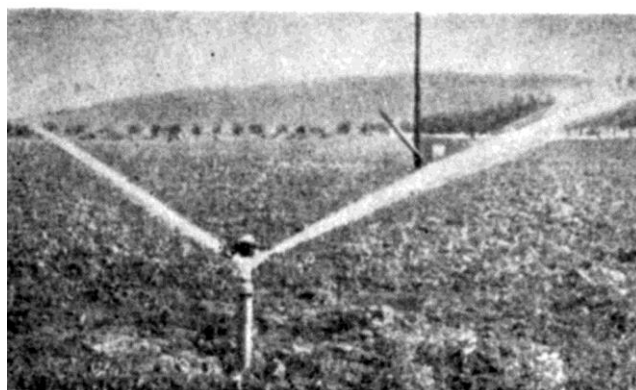
**Fig. 7.143.** Postul de control și telecomandă al sistemului de irigații de tip anfansabil din comuna Maloconare.



a



b



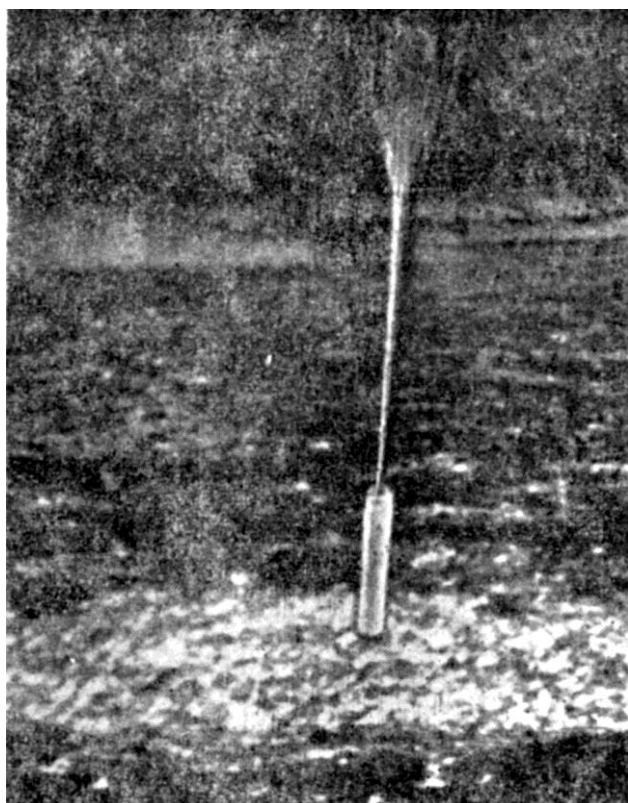
c

**Fig. 7.144.** Sistem de irigații de tip anfansabil Maloconare: a – ieșirea la suprafața terenului a tijelor hidraulice cu aspersoare; b – cele două jeturi ale aspersorului ieșit la suprafață în funcțiune; c – tija hidraulică cu aspersorul ieșită complet la suprafață.

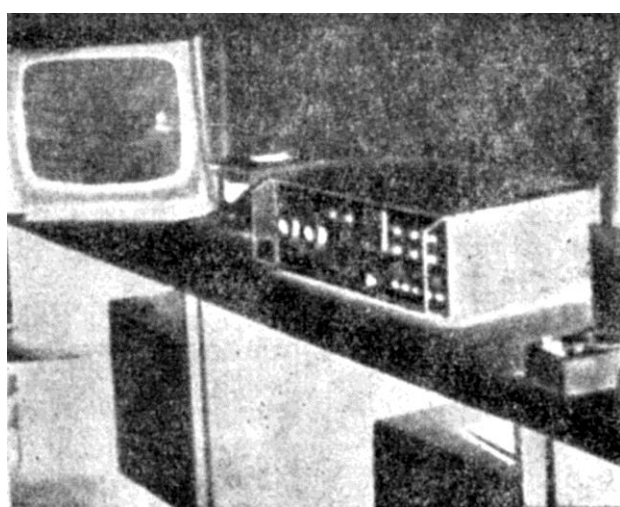
– stațiunea experimentală Stara-Zagora (fig. 7.145, 7.146, 7.147), care se încadrează în sistemul complex de irigații Stara-Zagora, în suprafață de 40.274 ha.

Întregul sistem este fix și subteran, cu conducte sub presiune; chiar și aparatele de stropit (aspersoarele) se retrag după udare sub suprafața terenului.

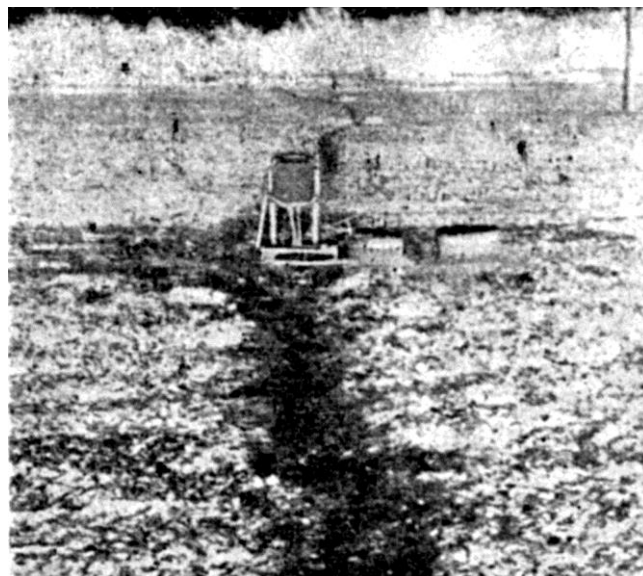
Spre deosebire de sistemele clasice de irigație, cu conducte fixe sub presiune și cu repartitia apei prin elemente situate la suprafața terenului (aripi de aspersiune cu aspersoare, conducte flexibile pentru alimentarea brazdelor de udare, conducte flexibile cu duze – prin picurare etc.), sistemul anfansabil este caracterizat prin următoarele trei elemente diferențiate (fig. 7.148):



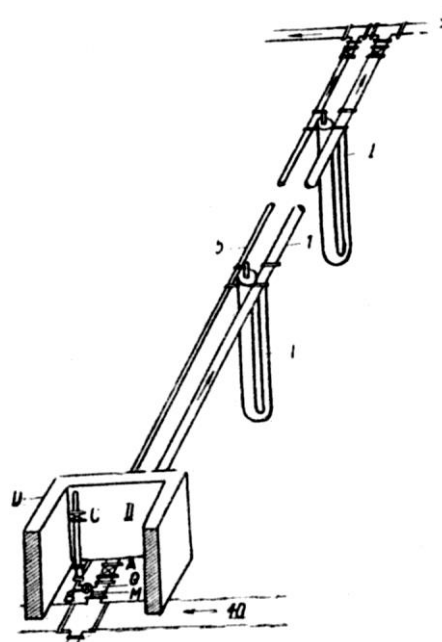
**Fig. 7.145.** Sistem de irigații prin aspersiune cu conducte fixe îngropate tip anfansabil; ieșirea la suprafața terenului a tijelor hidraulice cu dispozitivele de aspersiune.



**Fig. 7.146.** Stațiunea experimentală Stara-Zagora. Stația de televiziune (în circuit închis,  $R_a = 5$  km) și instalație de telecontrol și telecomandă: 1 – ecranul televizorului pe care se urmărește funcționarea dispozitivelor de irigație prin aspersiune (sistem anfansabil); 2 – stația de telecomandă.



**Fig. 7.147.** Stațiunea experimentală Stara-Zagora. Instalație de urmărire a umidității din sol și de transmitere la stația de telecomandă.

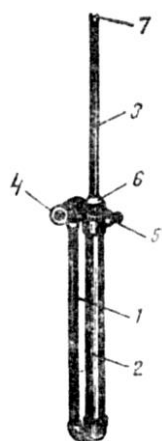


**Fig. 7.148.** Schema elementelor de bază ale sistemului anfansabil: I – dispozitivul cu tija telescopică, purtătoare a aspersorului, anfansabilă; 1 – conducta de alimentare cu apă, care asigură presiunea (de apă) necesară scoaterii aspersorului la suprafața terenului și pulverizării; 5 – conductă asigurând anfansarea (scufundarea) tijei cu aspersorul, după udare; II – nodul de comandă cu: A – vana care asigură accesul și oprirea apei în conducta de alimentare (1), B – vana de închidere pe conducta (5) ce asigură anfansarea (retragerea) tijei cu aspersorul; C – gură de evacuare a aerului cu vană de închidere; D – cămin de protecție a nodului de comandă; 9 – rețeaua – conducta de evacuare a apei din sistemul subteran (se adoptă, după aprecierile proiectantului, ținându-se seamă de condițiile climatice, hidrogeologice și pedologice); 10 – conductă de distribuție de sector; Q – debitmetru; M – manometru.

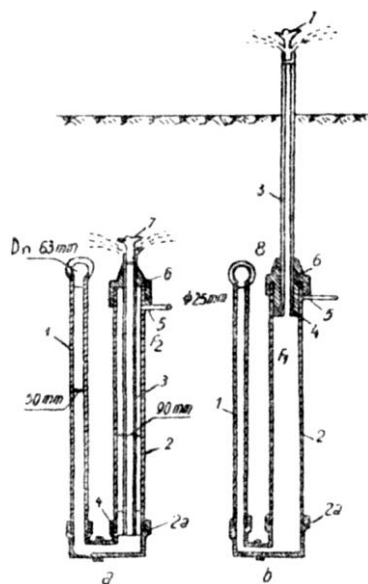
- dispozitiv cu tijă anfansabilă, cu aspersor la partea superioară;
- conducta de alimentare asigură și presiunea necesară scoaterii (ieșirii) tijei cu aspersorul la suprafață;
- o conductă suplimentară de diametru redus asigură retragerea tijei cu aspersorul sub suprafața terenului, după udare.

**Detalii tehnico-economice.** Dispozitivul cu tijă anfansabilă este confecționat din material plastic (PVC dur – fig. 7.149) și legat la cele două conducte: de alimentare, 1 (care asigură scoaterea – ieșirea tijei, 3, prevăzută la partea superioară cu aspersor, 7) și de retragere a tijei, 5.

În figura 7.150 *a, b* este prezentat dispozitivul cu tijă hidraulică anfansabilă (prelungitor telescopic).



**Fig. 7.149.** Dispozitivul cu tijă hidraulică (prelungitor telescopic) anfansabilă, fabricat la Uzina P.M.P. Elin-Pelin:  
1 – conductă de alimentare cu apă;  
2 – cilindru exterior; 3 – tijă hidraulică anfansabilă; 4 – mufă; 5 – orificiul conductei pentru asigurarea retragerii tijei;  
6 – capac de fixare; 7 – aspersor.



**Fig. 7.150.** Dispozitiv cu tijă hidraulică anfansabil – secțiuni verticale prin ax: a – cu tijă hidraulică retrasă (anfansată); b – cu tijă hidraulică ieșită la suprafață; 1 – conductă de alimentare cu apă; 2 – cilindru exterior; 2,a – cot cu mufă; 3 – cilindru interior; 4 – piston cu dublă funcționare; 5 – orificiul conductei pentru asigurarea retragerii tijei; 6 – capac de fixare; 7 – dispozitiv de împrăștiere – pulverizare a apei – aspersor; 8 – curățitor.

Lungimea tijei 3 și presiunea apei în conductă sunt în funcție de tipul culturii și cerința de pulverizare a aspersorului.

Manevrarea de scoatere și retragere a tijelor hidraulice este realizată prin folosirea dirijată a presiunii hidraulice existente în sistem.

După cum s-a menționat, întreaga instalație (conducte, tije hidraulice și chiar aspersoarele) este construită din material plastic (PVC dur). Elementele instalației (sistemului anfansabil) din PVC dur sunt standardizate ( $D_n = 110-25$  mm) pentru funcționare la presiuni de 6-10 at.

Conductele de alimentare 1 și de retragere a tijei 5, care pot fi numite, după sistemul clasic, rampe de udare, sunt legate de sursa de apă (și presiune) printr-o conductă de distribuție de sector (10 din figura 7.148), care, la rândul său, derivă din rețeaua principală, legată la stația de pompare (și de punere sub presiune) sau dintr-un bazin, rezervor de echilibru, care asigură alimentarea cu apă cu presiunea necesară în sistem (conform proiectului).

Spre deosebire de rampele de udare cu dispozitivele anfansabile, construite din PVC dur, conductele de distribuție de sector, ca și cele principale, sunt formate (în Bulgaria) din tuburi de azbociment cu armături (standardizate) din fontă.

**Funcționarea instalației.** Sistemul anfansabil poate funcționa pe baza a două principii: hidraulic și electric; primul are utilizare în prezent.

Când se comandă udarea suprafeței amenajate, toate tijele hidraulice (cu aspersoarele) sunt scoase la suprafața terenului prin presiunea hidraulică din conducta de alimentare 1.

Când udarea s-a terminat sau când sunt de aplicat lucrări agricole mecanizate, tijele hidraulice (cu aspersoare) se retrag sub suprafața terenului, astfel:

– afluxul apei în conducta de aducțiune este oprit prin închiderea vanei A (v. fig. 7.148);

– conducta de evacuare 9 (v. fig. 7.148), ca și evacuatorul de aer C (v. fig. 7.148) sunt închise;

– prin deschiderea vanei B (v. fig. 7.148) se trimite apă sub presiune pe conducta 5 (v. fig. 7.148), care asigură retragerea tijei 3 (v. fig. 7.150), cu aspersorul 7, sub suprafața terenului, până la o adâncime care-i asigură protejarea (40-90 cm).

Dispozitivele cu tije anfansabile sunt dispuse, ca și în cazul sistemelor clasice cu aripi de aspersiune, în scheme în triunghi și în pătrat.

Sistemul fix anfansabil este conceput pentru a putea funcționa: cu o singură rampă, cu un grup de rampe, cu toate rampele (întregul sector sau plot), într-o anumită combinație.

Anclanșarea se poate face manual, prin comandă telemecanică, sau automat (anclanșare automată), în

funcție de umiditatea solului (v. fig. 7.145, 7.146, 7.147) (sistemul experimental Stara Zagora, Bulgaria).

Elementul care asigură ieșirea tijei la suprafață (cu 40-90 cm) sau retragerea sa este apa cu presiunea din sistem (4-4,5 at). Aceasta acționează în două direcții asupra pistonului tijei:

– prin apăsare de jos în sus, pe suprafața sa inferioară, în cazul ieșirii la suprafață, cu apă adusă prin conducta de aducțiune 1, cu  $D_n = 63$  mm, cu  $F_1 = 230$  kgf;

– prin apăsare de sus în jos, pe suprafața sa superioară, în cazul retragerii tijei hidraulice, cu apă adusă prin conducta 5, cu  $F_2 = 130$  kgf.

În această soluție, munca manuală este radical înlocuită prin automatizare (v. fig. 7.141 – 7.147). Procesul condus de specialist se va rezuma la închiderea și deschiderea vanelor (v. A, B și C, fig. 7.148) dacă și acestea nu sunt automatizate, ca și la observarea funcționării normale a aspersoarelor – duzelor (pe ecranul televizorului din figura 7.146, se observă câmpul cu aspersoarele în funcțiune și cu un supraveghetor). Dificultățile întâmpinate până în prezent au provenit din folosirea duzelor mici (4-5 mm) ca și uneori datorită armăturilor. În total, exploatarea unui sector de irigație în sistem fix anfansabil a reclamat maximum 20 zile-om pentru 100 ha pe sezon (se folosesc în general doi lucrători la 100 ha). Calculul hidraulic și constructiv al sistemului anfansabil se efectuează după aceleași procedee ca la sistemul sub presiune ramificat.

Presiunea (apei) de lucru a sistemului se adoptă în funcție de cerințele dispozitivului de pulverizare (2,5-4 at la ieșirea din duză – aspersor) și de rațiuni economice.

Pentru ieșirea sau retragerea tijei hidraulice 3 (fig. 7.150), presiunea de funcționare a aspersorului s-a dovedit a fi suficientă.

La calculul hidraulic al rampelor de udare (1, 5 din fig. 7.148), în Bulgaria nu se iau în considerație măsurile contra loviturilor de berbec, întrucât se consideră că numeroasele orificii aflate de-a lungul rețelei sunt suficiente pentru degajare (disiparea energiei). Pentru același motiv nu sunt prevăzuți pe rețea nici evacuatori de aer.

Ca sarcini luate în calculul pentru dimensionarea constructivă a dispozitivelor anfansabile se menționează presiunea hidrostatică și forțele de frecare.

Tija hidraulică 3 este supusă la deformări la ambele acțiuni:

– la ieșirea la suprafață, datorită presiunii hidrostatice ce acționează pe partea inferioară a pistonului și rezistenței stratului de pământ uscat ce trebuie străbătut de capătul superior al tijei prevăzut cu aspersor;

– la retragere, după udare, datorită forțelor coezive ale solului.

În ambele cazuri, forțele se manifestă asupra tijei pistonului cu acțiune dublă, precum și asupra garniturilor capacului și aspersorului,

Pentru reducerea acestor forțe s-a adoptat o formă aerodinamică (cu cuțite) la aspersor (fig. 7.151), construit integral din material plastic.

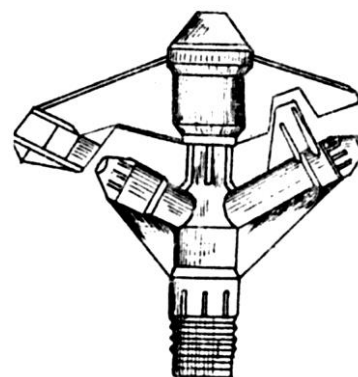


Fig. 7.151. Aspersor din material plastic realizat de Uzina Elin-Pelin.

Se menționează că la 1000 probe de manevre ale dispozitivului (ieșiri și retrageri), instalația, construită într-un teren mediu, funcționând la presiuni de 2,5-4 at, nu a înregistrat defecțiuni.

Aspersorul folosit are caracteristicile hidraulico-funcționale ale tipului DNS – 30 (tab. 7.18).

În afara unei construcții atente a rețelei de conducte și dispozitive, se recomandă pozarea pe un pat de nisip gros de 20-30 cm și o bună compactare a pământului, de jur împrejur.

Probele de presiune ale rețelei din PVC se fac

Tabelul 7.18. Caracteristicile aspersorului DNS-30

Diametrul duzelor (mm)	Presiunea de funcționare (at)	Raza de udare (m)	Debitul (m <sup>3</sup> /h)	Suprafața udată (m <sup>2</sup> ) în schemă		Distanța dintre aspersoare (m) în schemă	
				pătrat, dreptunghi	triunghi	pătrat, dreptunghi	triunghi
5,0/5,5	2,0	15,5	2,98	324	432	18/18	18/24
	2,5	16,0	3,32	324	576	18/18	24/24
	3,0	16,3	3,63	432	576	18/24	24/24
	3,5	16,6	3,92	432	576	18/24	24/24
	4,0	17,0	4,20	432	576	18/24	24/24



conform standardului de stat bulgar – S.E.B. 6.262.66 T-6 „Presiunea hidrostatică”, având la bază formula:

$$P = \frac{2 \cdot 390}{D - S} \text{ kgf/cm}^2$$

în care:  $D$  este diametrul exterior, în mm;  $S$  – grosimea pereților, în mm; 390 – caracteristica de încercare<sup>1</sup> pentru conducte tip 60, la 20°C, garantându-se buna funcționare a tubului pentru 50 ani; încercările se efectuează la temperatura de 20±5°C.

Presiunile de probă pentru conducte și alte elemente sub presiune din diverse materiale se adoptă (în R. P. Bulgaria) astfel:

- presiunea de lucru, când aceasta este sub 5 at;
- presiunea de lucru +5 at, când presiunea de lucru este mai mare de 5 at.

Avantajele principale ale sistemului fix anfon-sabil sunt:

- permite mecanizarea Integrală și fără obstacole a întregii suprafețe agricole (3-5% din suprafață este recuperată, comparativ cu tehnica curentă a irigației prin aspersiune cu aripi de udare);
- permite automatizarea întregului sistem și proces de udare, tehnica irigației atingând astfel scara industrializării;
- diametrele reduse ale instalației (20-63 mm), ca și presiunile de serviciu în rețea (2,5-4 at), permit înlocuirea materialelor clasice cu cele plastice (rețea, inclusiv aspersoare).

### Exemplu

Pentru a se ușura înțelegerea acestei tehnici, se va prezenta în exemplificare (după autorii procedurii) sistemul Tzalapitza-Plovdiv, executat în anul 1970 (prima etapă) [16]:

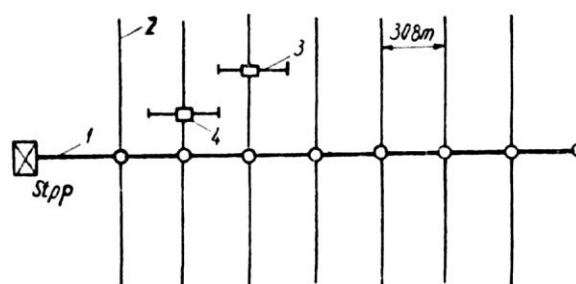
- terenul este plan, cu pantă medie 1%; în prealabil s-au făcut patru nivelări ușoare – grăpări;
- culturile prevăzute sunt legume și livezi;
- apa este adusă gravitațional într-un bazin cu rol de compensator și decantor (v. fig. 7.142) la stația de punere sub presiune.

Rețeaua de conducte sub presiune (fig. 7.152)<sup>2</sup>, dimensionată pentru valorificarea întregului debit de apă al stației de pompare, este formată din:

- o conductă principală 1 (care străbate central suprafața) din tuburi de azbociment,  $D_n = 400$  mm și  $H_s = 10$  at, care distribuie bilateral apa în conductele de distribuție;
- opt perechi de conducte de distribuție de sector 2 (10 din fig. 7.148) confecționate tot din tuburi de azbociment, cu  $D_n = 250-200$  mm și  $H_s = 10$  at, situate la distanțe egale de 308 m între ele; acestea (2) ali-

mentează bilateral;

– rampele de udare 3 (1 și 5 din fig. 7.148), construite din tuburi de PVC dur, cu  $H_s = 6$  at; aceste rampe (3 din figura 7.152) sunt echipate cu dispozitive anfon-sabile (fig. 7.150 și 7.148), dispuse în schemă triunghiulară 22/22 m; în această schemă, folosirea aspersoarelor DNS-30 cu duză de 5 mm și cu debit de 0,48 l/s asigură o intensitate a ploii de 0,0595 mm/min (3,57 mm/h), favorabilă și luptei antigel.



**Fig. 7.152.** Schema rețelei sub presiune a sistemului de irigații Tzalapitza, de tip anfon-sabil: Stpp – stația de punere sub presiune; 1 – conductă principală; 2 – conductele distribuitoare de sector; 3 – rampele de udare cu dispozitive anfon-sabile (în fig. 7.148, se văd detalii pentru o rampă); 4 – nod de comandă (vezi și fig. 7.148 cu elementele componente).

Sistemul este conceput și organizat ca să poată uda simultan suprafețe de câte 27,8 ha, indiferent de poziția sectorului. Schema de udare este realizabilă prin prezența vanelor de distribuție la derivarea conductelor de sector din conductă principală; acestea permit schimbarea sectorului de udare după cerințe. Fiecare rampă de udare este prevăzută, la derivația din conductă de sector, cu un nod de comandă (II din fig. 7.148) cu roluri mixte:

– admisia apei în rampă sau izolarea acesteia în caz de nevoie;

– acționarea tijelor anfon-sabile cu aspersoare.

În tabelele 7.19 și 7.20 sunt dați indicii și caracteristicile sistemului fix de irigații anfon-sabil.

Pentru caracteristicile din tabelul 7.20 au rezultat forțele de apăsare de 230 kgf pentru ridicarea tijei hidraulice și de 130 kgf pentru coborâre;

TLD<sup>2</sup>

$$\begin{aligned} \text{– suprafața inferioară a pistonului} &= \frac{\pi D^2}{4} = \\ &= 77,5 \text{ cm}^2; \end{aligned}$$

– suprafața superioară este de 57,9 cm<sup>2</sup>, ceea ce corespunde unei presiuni:

$$p_1 = \frac{F_1}{S_1} = \frac{230}{77,5} = 2,96 \text{ kgf/cm}^2 \rightarrow 3 \text{ at;}$$

$$p_2 = \frac{F_2}{S_2} = \frac{130}{57,9} = 2,25 \text{ at}$$

<sup>1</sup> Produsul dintre rezistența admisibilă a materialului (kg/cm<sup>2</sup>) și grosimea pereților conductei (mm).

<sup>2</sup> Schema este reconstituită după textul referatului bulgar.

**Tabelul 7.19.** Indici pentru sistemul de irigație fix anfansabil Tzalapitza (113 ha), prima etapă

1. Suprafața irigată	Brut Net	113 ha 110 ha
2. Suprafața udată simultan		27,8 ha
3. Stația de pompare	Debit Putere Grupuri	275 l/s 270 kW 50E-80b-2 buc. 200D-60b-1 buc.
4. Valori totale	Amenajarea câmpului Stația de pompare	261.931 leva* 41.820 leva
5. Valori pe hectar	(mii leva/ha)	23,8 fără stația de pompare 27,6 cu stația de pompare
6. Tuburi de azbociment	Cu $D_n$ convențional	11.380 m
7. Tuburi din PVC	F63 F50 F20 F40, F90 și F110	32.534 m 17.155 m 49.020 m 824 m
8. Aspersoare tip DNS-30		600 buc.
9. Muncitori	Mecanic stația de pompare Udător	1 1

1 leva = 10,84 lei (1976)

Rezultă că presiunile de funcționare ale sistemului sunt chiar sub 3 at. Adăugându-se pierderile de sarcină totale, se ajunge la presiunea totală de 4-6 at.

*Observații.* Din primul an de funcționare, sistemul respectiv s-a înscris la parametrii proiectați (se specifică faptul că 5 ha din suprafața amenajată au fost cultivate cu orez, udat prin aspersiune).

#### 7.3.4.5. Instalații cu conducte flexibile deservind elementele de udare prin scurgere la suprafață. Contribuții aduse de colectivul Catedrei de Hidraulică și hidroameliorații din Institutul Politehnic „Gh. Asachi” Iași<sup>1</sup>

În etapa actuală, pe plan mondial, se fac eforturi pentru soluționarea în cele mai bune condiții a tehnicii de irigat, în vederea realizării unor udări uniforme, cu maximă economie de: apă, forță de muncă și cheltuieli de investiție.

Dacă în sectorul irigației prin aspersiune s-au făcut remarcabile progrese, în cel al irigației prin scurgere la suprafață – care prezintă totuși cheltuieli de investiții mai reduse – progresele s-au înregistrat în privința brazdelor de udare propriu-zise, ajungându-se la realizarea unor lungimi de peste 500 m.

<sup>1</sup> Valeriu Blidaru, Emilian Lașiță, Ioan Cojocaru, Iosif Bartha, Herii Leibiu, Ecaterina Blidaru.

**Tabelul 7.20.** Caracteristici ale dispozitivului cu tija hidroaică anfansabilă (în sistemul fix de aspersiune tip anfansabil)

Nr. crt.	Indici	Unități de măsură	
1	Gabarit – înălțime	mm	1.200
		mm	300/150
2	Greutate	kg	6
3	Materiale		– PVC SEB 6 262-669-tip 60 – garnituri de cauciuc – SEB 1284-69 alamă
4	Durabilitate	ani	50
5	Presiunea utilă	at	6
6	Cilindru exterior tub PVC 110x6, tip 60 SEB 6262-66	mm/at	110/6
7	Cilindru interior – tijă hidroaică – tub PVC 50x10 tip 60 SEB 6262-66	mm/at	50/10
8	Cursa pistonului	mm	1 000
9	Capacitatea cilindrului superior (deasupra pistonului)	l	5,8
10	Suprafața utilă a pistonului		
	– la partea inferioară	cm <sup>2</sup>	77,5
	– la partea superioară	cm <sup>2</sup>	57,9
11	Tuburi-conducte din PVC pentru asigurarea coborârii și ridicării tije hidroaice	kg/ha	80

Principalul neajuns al irigației prin scurgere la suprafață rămâne încă gradul redus al uniformității distribuției apei la brazdele de udare, care conduce la: obținerea unor coeficienți reduși de utilizare a apei în câmp, neuniformități mari în udare cu consecințe nefavorabile asupra structurii solului, apelor freatice, prețului de cost al producției irigate și corectei gospodăririi a apei.

Îmbunătățirea tehnicii de irigație prin scurgere la suprafață, produsă în urma dotării cu echipamente mobile de udare (conducte flexibile, de exemplu) (fig. 7.153), nu a condus încă la rezolvarea problemei distribuției apei în limitele echivalente irigației prin aspersiune conform criteriului Christiansen.

Acest lucru se datorează în special faptului că numeroase probleme de ordin hidroaică și funcțional ale conductelor flexibile au rămas încă insuficient cunoscute și în acest fel corelarea factorilor care concură la o bună distribuție a apei nu a fost posibilă până în



prezent. Colectivul Catedrei de Hidraulică și Hidroameliorații din Facultatea de Hidrotehnică a Institutului Politehnic „Gh. Asachi” Iași, înscrie, după aprecierea noastră, o serie de realizări în ceea ce privește distribuția apei în mod uniform la grupe de câte 50-100 brazde, prin intermediul echipamentului mobil de udare.



Fig. 7.153. Conductă flexibilă de udare pe brazde.

**Premisele realizării unei bune distribuții a apei, la brazdele de udare din conductele flexibile.** Dacă acceptăm aceleași condiții de uniformitate ca și în cazul aspersiunii, la udarea prin brazde cu conducte flexibile, rezultă că (fig. 7.154):

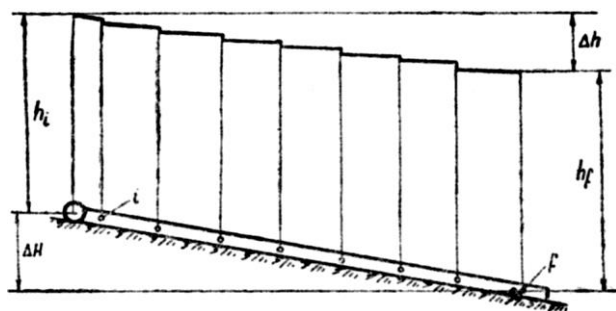


Fig. 7.154. Variația presiunii în conducta flexibilă.

$$q_i = 1,05q_{med}; q_f = 0,95q_{med} \quad (\pm 10\% \text{ diferența de debite}) \quad (44)$$

în care:  $q_i$  este debitul orificiului inițial, iar  $q_f$  – debitul orificiului final.

Raportând cele două debite obținem:

$$\frac{1,05}{0,95} = \frac{\mu_i \sqrt{h_i}}{\mu_f \sqrt{h_f}} \quad (45)$$

în care:  $\mu_i$  și  $\mu_f$  sunt coeficienți de debit pentru cele două orificii extreme, coeficienți care includ și influența vitezei de apropiere a apei; iar  $h_i$  și  $h_f$  – presiunea apei din interiorul conductei în dreptul orificiilor.

Din relația (45) rezultă o primă condiție pentru realizarea uniformității:

$$h_i \leq 1,22 \frac{\mu_f^2}{\mu_i^2} h_f \quad (46)$$

În funcție de condițiile concrete de teren, rezultă pentru fiecare caz în parte o a doua condiție și anume:

$$h_i - h_f = \pm \Delta H + \Delta h \quad (47)$$

în care:

$\Delta H$  este diferența între cotele terenului, pe traseul conductei de udare, la cele două extremități;

$\Delta h$  – pierderea de sarcină pe conducta de udare între orificiul  $i$  și orificiul  $f$ .

Respectarea condițiilor date de relațiile (46) și (47) a impus studiul<sup>1</sup> în condiții de laborator a următorilor factori hidraulici și funcționali:

A – parametrii de deformare a pereților și secțiunilor conductelor flexibile în funcție de presiunea apei,

B – pierderile de sarcină și coeficienții de rezistență liniară, fig. 7.155,

C – parametrii hidraulici ai orificiilor conductelor de udare (fig. 7.156).

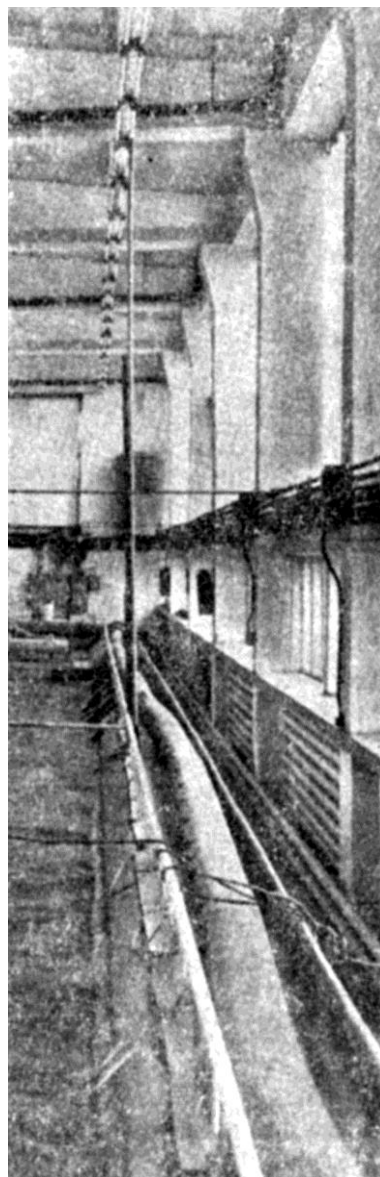
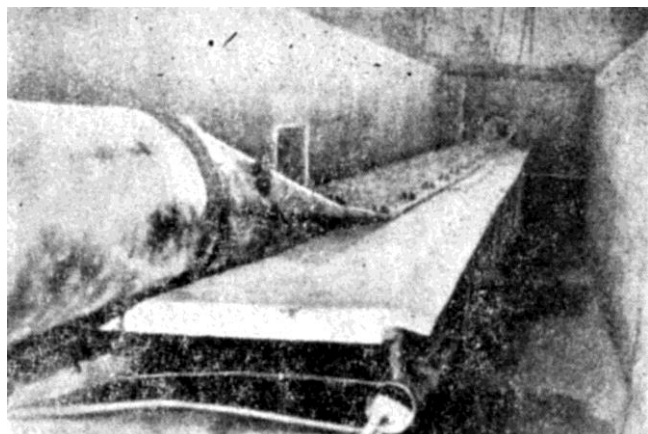


Fig. 7.155. Stand experimental pentru studiul pierderilor de sarcină și al coeficienților de rezistență liniară. (Laboratorul de irigații și drenaje, Institutul Politehnic „Gh. Asachi” Iași, 1975).

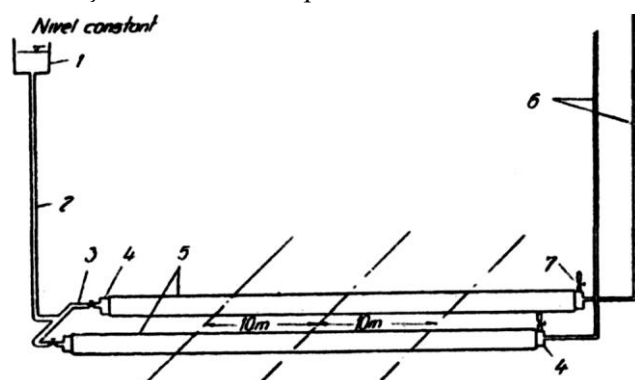
<sup>1</sup> Teză de doctorat ing. Em. Lașiță.



**Fig. 7.156.** Instalație pentru studiul orificiilor conductelor flexibile de udare. (Laboratorul de irigații și drenaje, Institutul Politehnic „Gh. Asachi” Iași, 1975).

**Studiul experimental pentru stabilirea parametrilor de deformare a conductelor flexibile.** Pentru studiul deformării conductelor flexibile, în cadrul laboratorului nostru s-a realizat o *instalație experimentală*, a cărei schemă de principiu este redată în figura 7.157. Ea este formată: dintr-un rezervor de nivel constant (1) care, prin intermediul unui furtun de legătură (2) și a două furtunuri de alimentare (3), realizează umplerea conductelor de studiu (5). Conductele de studiu au fost în prealabil închise cu capace metalice din tablă galvanizată (4). Măsurarea presiunilor din conductă s-a făcut cu ajutorul unor tuburi piezometrice (6) montate pe mire gradate. Perimetrul unei conducte s-a măsurat în trei profile, cu ajutorul unor coliere din cupru.

Instalația experimentală, astfel realizată, a permis umplerea conductelor cu apă, măsurarea perimetrului și a presiunii apei în conductă, menținerea constantă a presiunii în conductă prin compensarea pierderilor și a volumului ocupat de deformarea conductei.

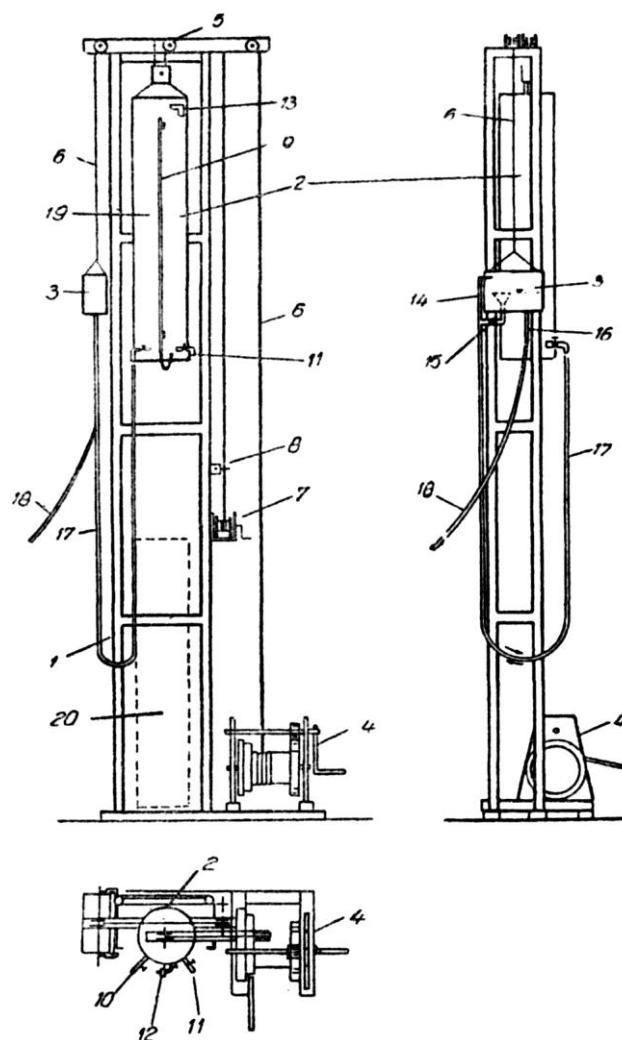


**Fig. 7.157.** Schema instalației experimentale pentru determinări preliminare asupra deformațiilor conductelor flexibile: 1 – rezervor de nivel constant; 2 – conducta de alimentare; 3 – racord de alimentare; 4 – capace pentru închiderea conductei; 5 – conductele de experimentare; 6 – tuburi piezometrice; 7 – tub cu robinet pentru evacuarea apei.

Rezultatele experimentale preliminare au condus la necesitatea organizării unor experiențe riguroase de deformabilitate.

Conducta de studiu s-a instalat pe o platformă orizontală din lemn, în lungime de 12,5 m.

Introducerea și scoaterea apei, măsurarea volumelor de apă, s-au realizat cu instalația din fig. 7.158.



**Fig. 7.158.** Schema instalației experimentale pentru determinări preliminare asupra deformațiilor conductelor flexibile: 1 – cadru metalic; 2 – rezervor de alimentare-evacuare; 3 – rezervor de nivel constant; 4 – trolu; 5 – scripete; 6 – cablu metallic; 7 – dispozitiv pentru ridicarea și coborârea rezervorului de nivel constant; 8 – dispozitiv pentru reglaj fin; 9 – miră cu tub de nivel; 10 – tub cu robinet pentru alimentare-evacuare; 11 – tub cu robinet pentru evacuare (în atmosferă); 12 – tub cu robinet pentru racord la piezometru; 13 – prea plin; 14 – racord lateral; 15 – racord cu robinet pentru alimentare; 16 – tub cu robinet pentru alimentarea și evacuarea conductei flexibile; 17 – tub de legătură între rezervorul de alimentare-evacuare și rezervorul de nivel constant și conducta flexibilă; 18 – tub de legătură între rezervorul de nivel constant și conducta flexibilă; 19 – poziția de „alimentare” a rezervorului de alimentare-evacuare; 20 – poziția de „evacuare” a rezervorului de alimentare-evacuare.

Instalația experimentală a permis următoarele: realizarea unor condiții uniforme, pe toată lungimea conductei studiate; introducerea și scoaterea apei din conductă, măsurarea volumului introdus, respectiv scos din conductă și a presiunii de lucru; măsurarea geometriei conductei: perimetre, diametre, lungimi, volume-secțiuni.

Scopul experiențelor preliminare a constatat în următoarele: stabilirea, pe bază de măsurători, la intervale regulate (12 ore), în ce constă procesul de deformare, ca ritm și mărime aproximativă; dacă acest proces este continuu și dacă se întrerupe după o anumită perioadă de efort continuu; alegerea tronsoanelor de conductă ce vor fi studiate în etapele următoare.

Pentru aceste măsurători s-au umplut cu apă conducte lungi de 40 m (fig. 7.159) (eșantioane speciale pentru încercare), câte două de fiecare diametru, menținându-se sub presiune câte 3-4 zile.

La o determinare s-au măsurat următoarele elemente: presiunea, perimetrul și distanța între profile.

Presiunile de încercare au fost cele garantate de furnizor, în condiții de regim de funcționare, la data respectivă, și anume:

Diametrul conductei (mm)	Presiunea maximă (mH <sub>2</sub> O)
307	3,00
254	3,75
210	4,50

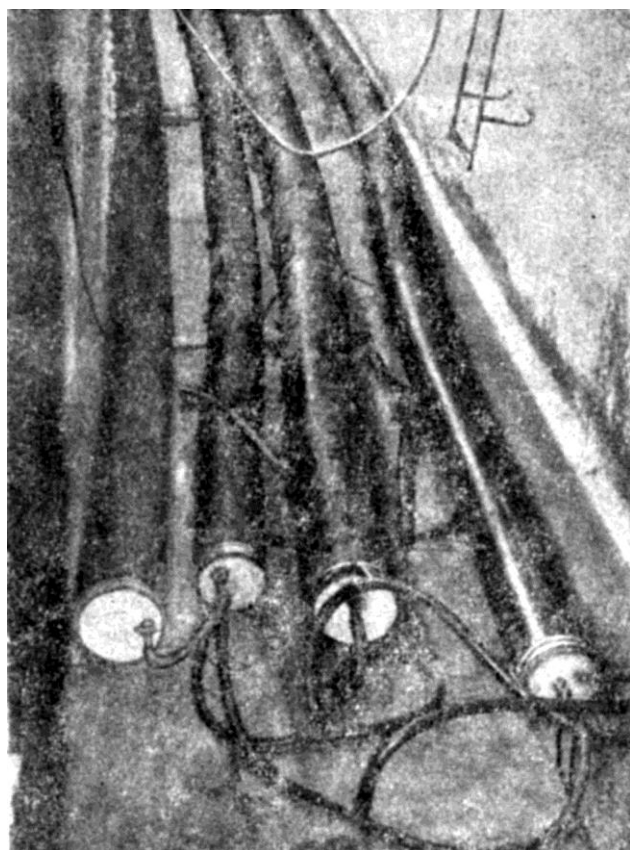


Fig. 7.159. Deformarea preliminară a conductelor flexibile.

Conducta cu  $D_n = 254$  a fost supusă unor experimentări suplimentare, pentru studierea deformațiilor (prin măsurarea perimetrului) la coborârea presiunii în conductă și apoi la ridicarea acesteia și invers.

În cadrul experimentărilor riguroase s-a urmărit elucidarea următoarelor probleme:

- corelația dintre presiune și deformarea peretelui conductei (în sens transversal și longitudinal – perimetru respectiv lungime);
- corelația dintre presiune și diametrele secțiunii transversale deformate (orizontal și vertical – diametrele conductei deformate);
- corelația dintre presiune și mărimea ariei secțiunii transversale.

Pentru determinarea pe cale experimentală a elementelor necesare stabilirii corelațiilor de mai sus s-au folosit, pentru un diametru de conductă, două tronsoane: unul cu lungimea de 12 m, iar celălalt cu lungimea de 2 m.

Elementele măsurate în această etapă au fost:

- diametrele conductei deformate (verticale și orizontale); perimetrul conductei în trei secțiuni; aria transversală a conductei, prin măsurarea volumului de apă din conductă.

Determinările s-au efectuat după 0,5 ore de la aducerea conductei la treapta de presiune.

Treptele de presiune au fost următoarele: 0,35 m; 0,4 m; 0,5m; 0,75 m; 1,00 m; 1,25 m; 1,50 m; 2,00m; 2,50 m; 3,00 m, pentru toate tipurile de conducte.

Aria secțiunii transversale s-a determinat prin cunoașterea (la sfârșitul perioadei de 0,5 ore) a volumului de apă din conductă și a lungimii acesteia (și lungimea conductei variază cu presiunea în conductă).

*Prelucrarea și interpretarea datelor experimentale.* Datele experimentale au fost verificate pentru stabilirea eventualelor erori.

Neînchiderile la bilanțul volumelor de apă (pentru experiențe riguroase de deformare), introduse și scoase din conductă (<0,2% din volumul total), s-au repartizat proporțional cu presiunile de lucru și timpul de funcționare a conductei (la aceste presiuni).

Secțiunea medie a conductei s-a calculat astfel:

$$S_1 = \frac{V_L - V_s}{L_L - L_s} \quad (48)$$

în care:  $V_L$  și  $V_s$  sunt volumele de apă din tronsonul lung și respectiv scurt, iar  $L_L$  și  $L_s$  – lungimile acestor tronsoane de conductă.

Pentru fiecare treaptă de presiune s-au comparat valorile perimetrelor exterioare ale celor două tronsoane (lung și scurt) și s-a făcut corecția volumelor de apă din tronsonul scurt, corespunzător diametrului mediu al tronsonului lung. Corecția s-a făcut prin înmulțirea volumelor de apă din conductă scurtă cu factorul  $(P_L/P_s)^2$ .

Rezultatele experimentale s-au prezentat în gra-

ficele asemănătoare celor din figura 7.160. Urmărind aceste grafice se observă că au fost preferate ca elemente primare pentru determinarea secțiunii conductei flexibile, presiunea apei ( $H$ ) și perimetrul exterior ( $P$ ), întrucât aceste două elemente se pot măsura cu ușurință și nu necesită o aparatură specială.

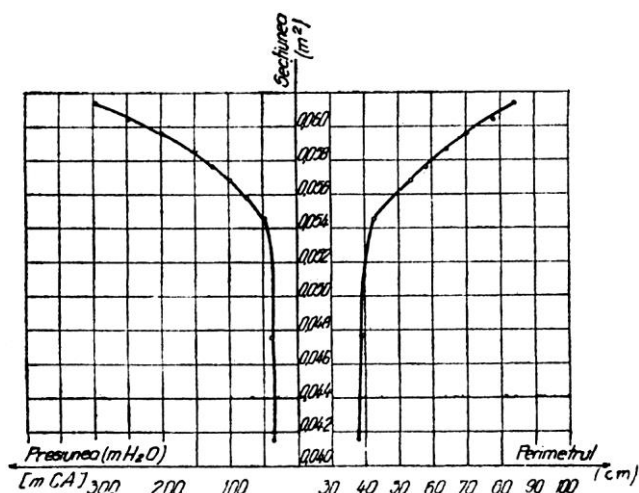


Fig. 7.160. Grafic pentru determinarea secțiunii conductei flexibile cu  $D_n = 254$  mm, funcție de presiunea apei ( $H$ ) și de perimetrul exterior ( $P$ ).

Aceste grafice permit calcularea secțiunii cu o precizie suficientă pentru oricare din diametrele de fabricație curentă și pentru oricare moment al deformării conductei respective (până la presiunea de 3,00 mH<sub>2</sub>O).

Deoarece conductele folosite ar putea avea și alte diametre decât cele experimentale, s-au generalizat datele obținute pentru cele trei diametre studiate. Această generalizare a putut fi realizată, constatându-se același raport pentru toate conductele studiate între secțiunea conductei determinată cu formula (48) și secțiunea conductei considerată ca un cerc al cărui perimetru este egal cu perimetrul determinat prin măsurători (fig. 7.161).

În acest sens, graficul din figura 7.161 permite stabilirea directă a secțiunii conductei flexibile la o presiune dată, dacă se cunoaște (și este ușor de determinat), perimetrul exterior al conductei.

**Studiul experimental al pierderilor de sarcină lineară și a coeficientului  $\lambda$  pe conductele flexibile.** Experimentările s-au efectuat în laboratorul nostru cu *instalația experimentală* (un stand) special amenajată, a cărei schemă de principiu este redată în figura 7.162.

Conducta de studiu (10), alimentată de la un rezervor de nivel constant (25 m<sup>3</sup>), a fost așezată pe o platformă de susținere (11), din scândură căptușită cu tablă zincată (v. fig. 7.155). În amonte și aval de conducta flexibilă de studiu s-au montat două tronsoane de conductă din oțel (8, 14) cu același diametru ca al conductei flexibile de studiu. Pe conducta de evacuare (17) a fost montată o diafragmă de măsură normalizată  $D_n 300 / D_n 200$  (fig. 7.163), pusă în legătură cu manometrul diferențial (19).

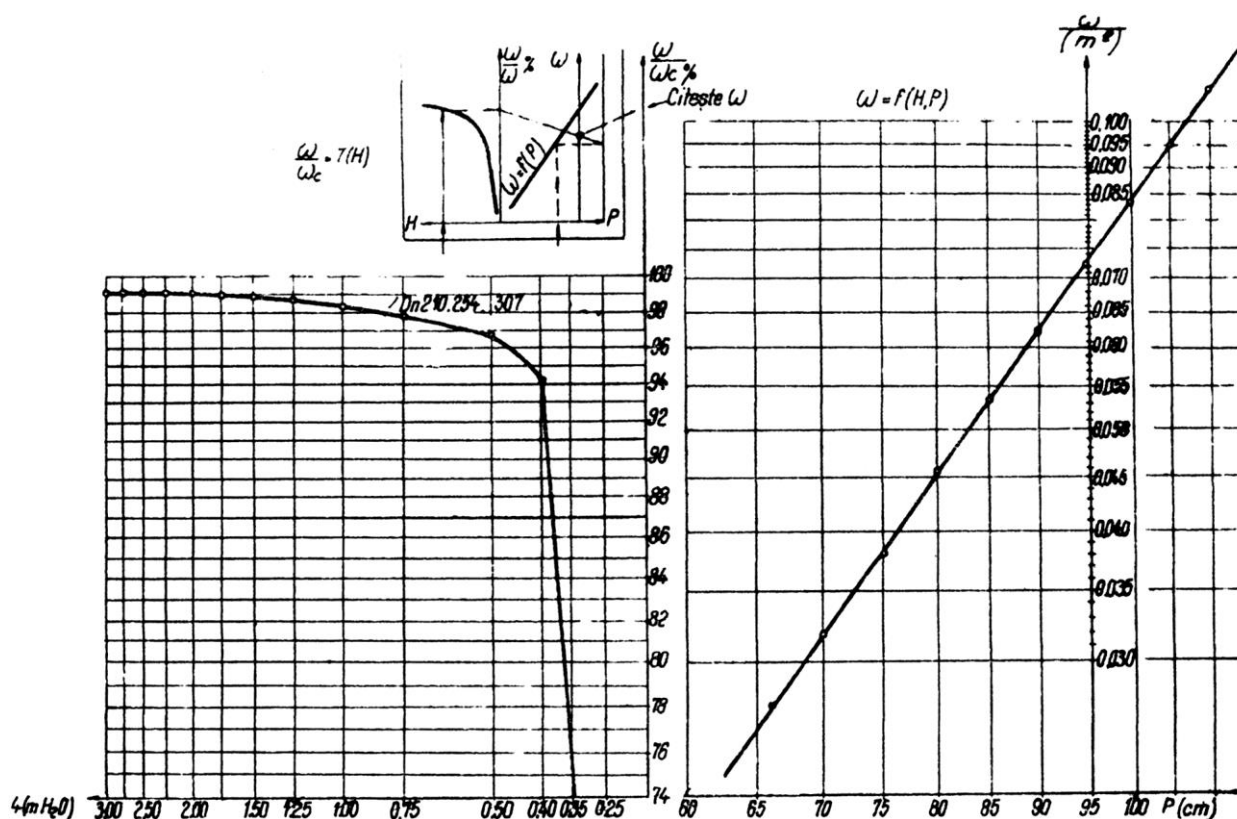
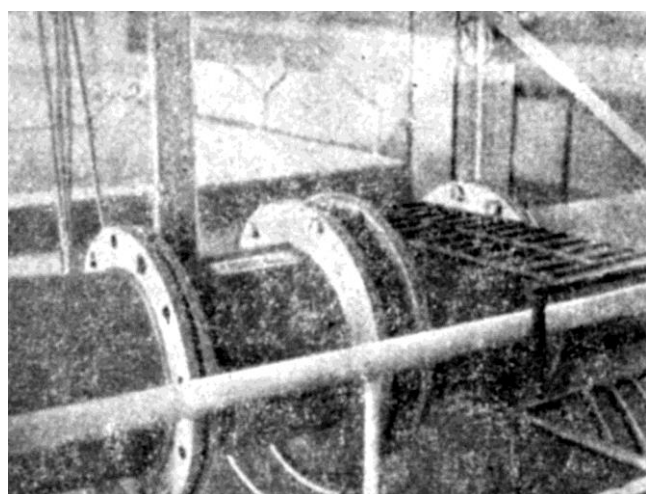
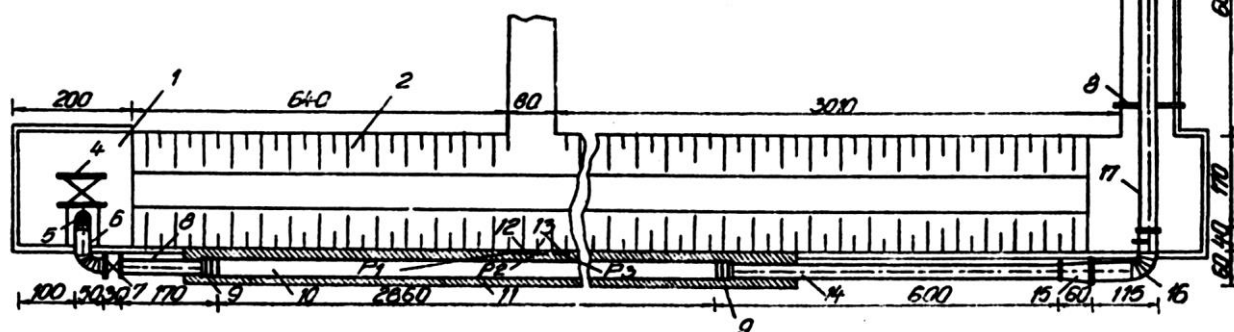


Fig. 7.161. Grafic pentru determinarea secțiunii celor trei tipuri de conducte flexibile studiate în laborator.

**Fig. 7.162.** Schema instalației experimentale pentru studiul pierderilor de sarcină liniară: 1 – bazin de refulare; 2 – canal trapezoidal; 3 – canal rectangular; 4 – vană plană  $D_n = 300$ ; 5 – cot vertical la  $90^\circ$   $D_n = 260$ ; 6 – cot orizontal la  $90^\circ$   $D_n = 250$ ; 7 – vană plană; 8 – tronson de oțel  $D_n = 250$ ; 9 – colier de priză; 10 – conducta flexibilă de studiu; 11 – platforma de sprijin; 12 – tuburi piezometrice; 13 – manometre diferențiale; 14 – tronson de oțel; 15 – reducție; 16 – cot orizontal cu robinet de dezaerisire; 17 – tronson de oțel; 18 – bară de susținere; 19 – manometru diferențial; 20 – diafragmă de măsură; 21 – vană ovală; 22 – cot vertical la  $90^\circ$  (Laboratorul de irigații și drenaje, Institutul Politehnic „Gh. Asachi” Iași).



**Fig. 7.163.** Diafragmă de măsură normalizată  $D_n = 300 / D_n = 200$  pe conducta de evacuare. Laboratorul de irigații și drenaje, Institutul Politehnic „Gh. Asachi”, Iași.

Pentru măsurarea pierderilor de presiune s-au folosit prize de presiune de o construcție speciali (fig. 7.164), puse în legătură cu manometre diferențiale de 600 și 300 mm (fig. 7.165).

Perimetrele s-au determinat prin metoda descrisă anterior.

**Tehnica experimentală.** Experiențele privind pierderile de sarcină liniare s-au efectuat pentru conductele flexibile de transport și de udare cu diametrele 210; 254; 307 mm. Presiunile la care s-au experimentat toate cele trei tipuri de conductă au fost: 1,0 mH<sub>2</sub>O, 1,5 mH<sub>2</sub>O și 2,0 mH<sub>2</sub>O.

Începerea unei serii de experiențe era marcată de pornirea agregatului de pompare, verificarea instalației de presiune, precum și de eliminarea aerului din conductă și din tuburile de transmitere a presiunilor. Manevrând în timpul experiențelor vanele din amonte și avalul tronsonului de studiu s-a stabilit gama de presiuni și debite dorite. După stabilizarea regimului de curgere s-au citit: presiunile la tuburile piezometrice, diferențele de presiune la manometrele diferențiale, perimetrul conductei la fiecare priză de presiune, temperatura apei.

La fiecare serie de experiențe s-a măsurat lungimea conductei între prizele de presiune, conform schemei din figura 7.166. Valorile astfel măsurate sunt următoarele:

Diametrul (mm)	Tipul conductei flexibile	$l_1$ (m)	$l_2$ (m)
210	udare	17,889	18,264
	transport	20,290	19,580
254	udare	20,491	17,217
	transport	20,073	17,048
307	udare	18,332	14,302
	transport	19,860	16,127

**Prelucrarea și interpretarea rezultatelor experimentale.** Pe baza măsurătorilor s-au calculat pierderile de sarcină liniare unitare (100 j) cu relația:

$$100 j = \frac{\Delta h_i}{l_i} 100 \quad (49)$$



în care:  $100j$  sunt pierderile de sarcină liniare unitare ( $\text{m}/100\text{ m}$ ), iar  $\Delta h_i$  – pierderile de sarcină liniare măsurate pe lungimea „ $l_i$ ” a tronsonului de conductă experimentat ( $\text{mCA}$ ).

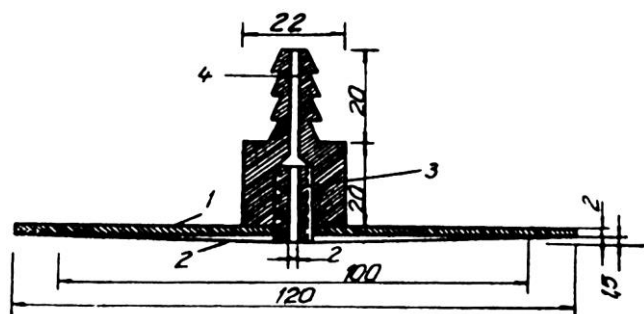


Fig. 7.164. Priza de presiune folosită în experimentări:  
1 – placa superioară de închidere; 2 – placa inferioară;  
3 – șurub  $D_n = 8\text{ mm}$  la orificiu; 4 – orificiul prizei.

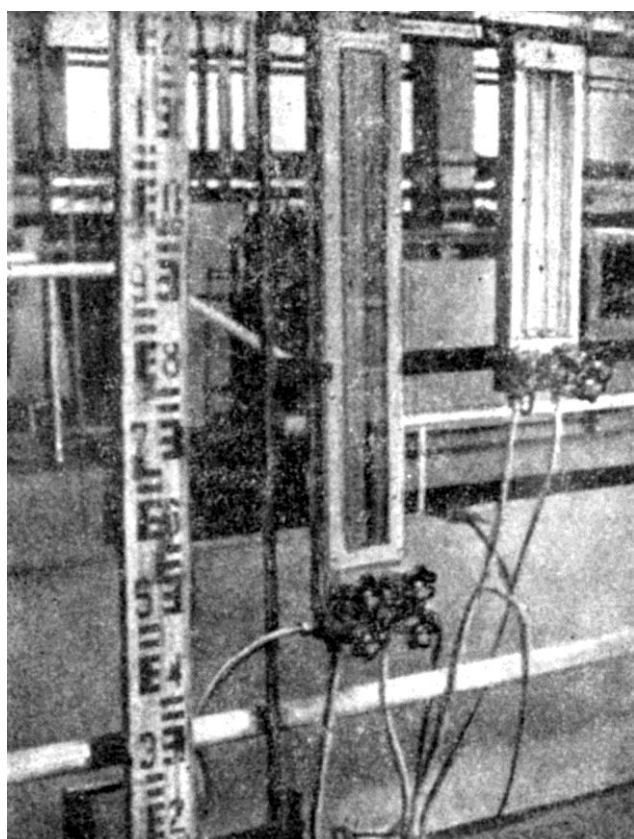


Fig. 7.165. Manometre diferențiale pentru determinarea pierderilor de sarcină liniare.

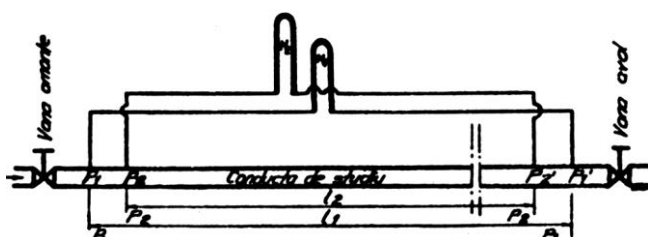


Fig. 7.166. Amplasarea prizelor de presiune în lungul conductei flexibile.

În graficele de tipul celor din figurile 7.167 și 7.168 s-au reprezentat pierderile de sarcină liniare unitare, în funcție de debitul tranzitat pentru fiecare tip de conductă flexibilă studiată (conducte de udare și de transport).

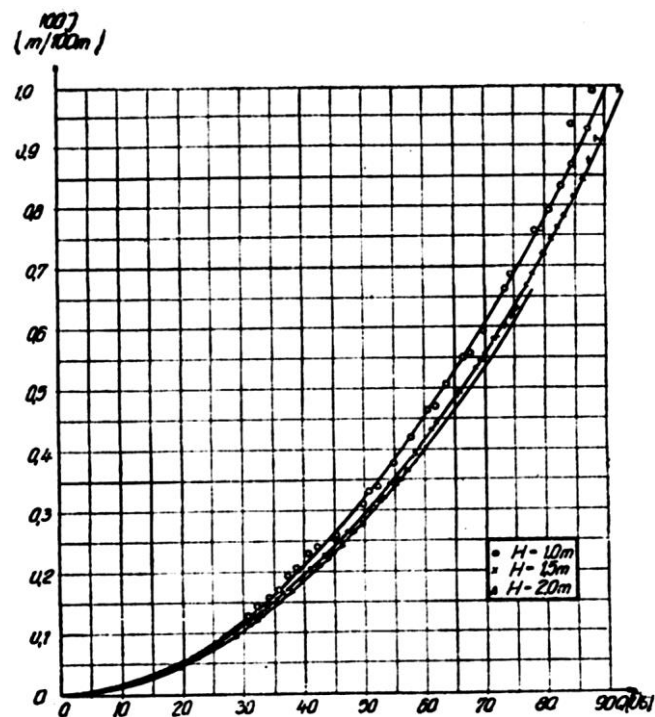


Fig. 7.167. Grafic  $100j = f(Q)$  pentru conductă de udare din cauciuc butyl  $D_n = 254\text{ mm}$  și pentru diferite presiuni ( $H$ ) în conductă.

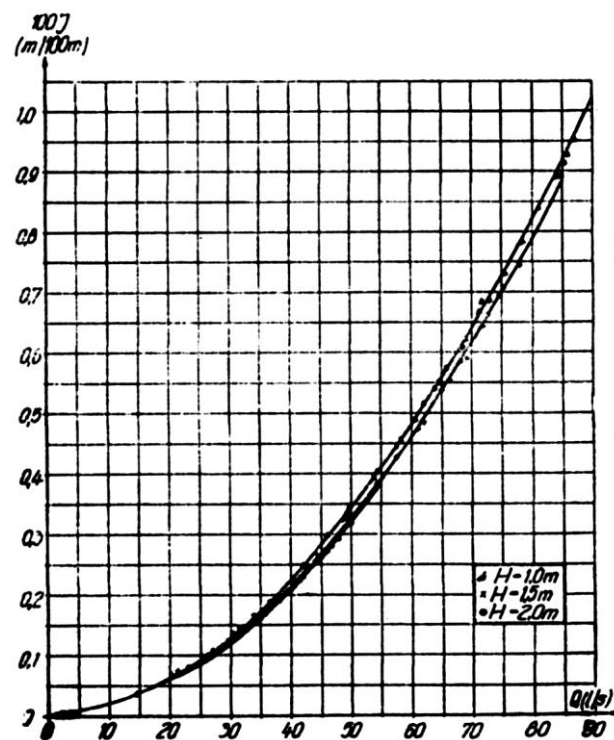


Fig. 7.168. Grafic  $100j = f(Q)$  pentru conductă de transport din cauciuc butyl  $D_n = 254\text{ mm}$ .

Având trasate curbele  $100j = f(Q)$ , pentru debite din 2,5 în 2,5 l/s, s-au scos din aceste grafice pierderile de sarcină unitare corespunzătoare, cu ajutorul cărora a fost posibil calculul coeficienților  $\lambda$  din relația:

$$\lambda = \frac{100j \cdot d \cdot 2g}{100 \cdot v^2} \quad (50)$$

în care:  $d$  este diametrul mediu fictiv al conducte flexibile (m), iar  $v$  – viteza apei în conductă (m/s).

Diametrul mediu fictiv al conductei flexibile s-a obținut echivalând secțiunea transversală a conductei flexibile cu secțiunea unui cerc, a cărei suprafață medie s-a calculat pe baza graficelor asemănătoare celui din figura 7.160, având ca date inițiale, cunoscute presiunea apei și perimetrul exterior.

Pentru fiecare valoare  $\lambda$  s-a calculat numărul  $Re$  corespunzător.

Legea de variație  $\lambda = f(Re)$  situează curgerea în zona de tranziție, care pentru gama de numere  $Re$  cuprinsă între  $7 \cdot 10^4 - 4 \cdot 10^5$  poate fi descrisă de o ecuație exponențială de forma:

$$\lambda = k_1 Re^{k_2} \quad (51)$$

Prelucrând datele experimentale prin metoda celor mai mici pătrate, cu ajutorul calculatorului electronic FELIX C-256, s-au obținut ecuațiile și graficele corespunzătoare (de tipul celor din figurile 7.169, 7.170):

- pentru conducta de udare  
 $D_n = 210 \text{ mm} \quad \lambda = 0,06964 Re^{-0,107917}$
- pentru conducta de transport  
 $D_n = 210 \text{ mm} \quad \lambda = 0,19168 Re^{-0,1906037}$
- pentru conducta de udare  
 $D_n = 254 \text{ mm} \quad \lambda = 0,098337 Re^{-0,128836}$
- pentru conducta de transport  
 $D_n = 254 \text{ mm} \quad \lambda = 0,122087 Re^{-0,146822}$
- pentru conducta de udare  
 $D_n = 307 \text{ mm} \quad \lambda = 0,31337 Re^{-0,214977}$

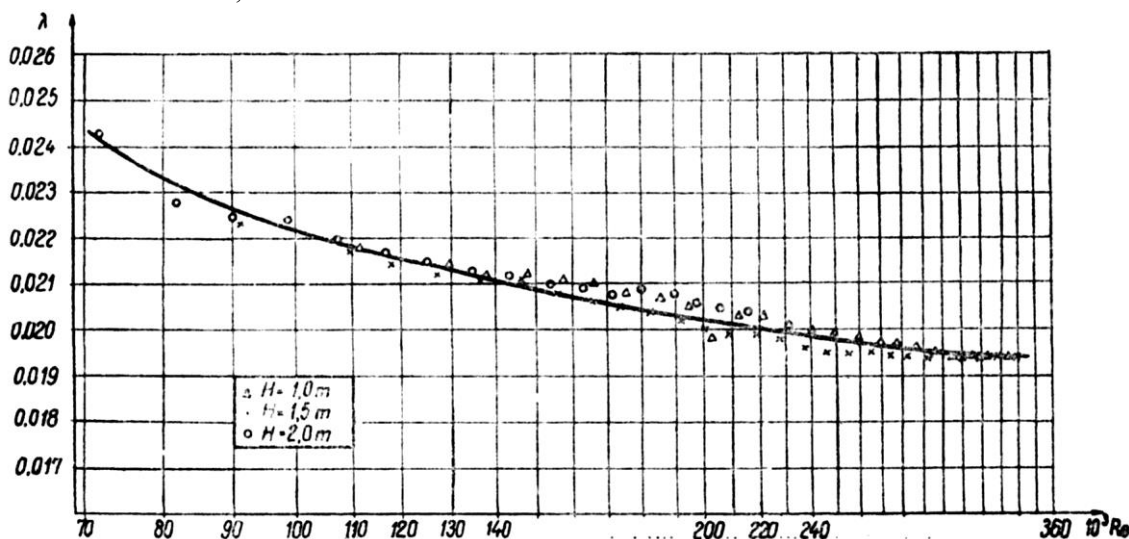


Fig. 7.169. Grafic  $\lambda = f(Re)$  pentru conducta de udare din cauciuc butil  $D_n = 254 \text{ mm}$ :  $\lambda = 0,098337$ ;  $Re^{-0,128836}$  ( $H$  – presiunea în conductă).

- pentru conducta de transport  
 $D_n = 307 \text{ mm} \quad \lambda = 0,09086 Re^{-0,127408}$

Din analiza graficelor se desprind următoarele:

– pentru aceeași conductă, pierderile de sarcină liniare unitare variază cu presiunea apei, descrescând odată cu creșterea presiunii, fapt care se datorează naturii conductelor (la presiuni crescânde scade rugozitatea);

– pierderile de sarcină liniare unitare sunt mai mici la conductele de transport față de cele de udare de același diametru, datorită pieselor orificiilor conductelor de udare, care introduc pierderi de sarcină suplimentare;

– legea de variație  $\lambda = f(Re)$  poate fi exprimată printr-o relație de forma (51), erorile relative de aproximare fiind mici ( $<3\%$ ).

**Concluzii:**

1. Graficele din prima grupă pot fi folosite în practica proiectării și exploatării sistemelor de irigații cu conducte flexibile pentru stabilirea valorii secțiunilor transversale, în funcție de perimetrul și presiunea apei la conductă.

2. Graficele și ecuațiile stabilite pentru pierderile de sarcină liniare sunt mai complete decât cele existente în literatura de specialitate, ele țin seama și de factorii: presiunea apei în conductă și tipul conductei.

3. Există diferențe mari (20-25%) între pierderile de sarcină ce rezultă din graficele prezentate (care sunt mai mici), față de graficele din literatura de specialitate (conducte din T.R.C).

4. Cunoașterea în detaliu a parametrilor de deformare, a pierderilor de sarcină și a debitmetriei orificiilor conductelor de udare poate conduce la o proiectare judicioasă, în scopul realizării unei uniformități de distribuție optime a apei la brazdele de udare.

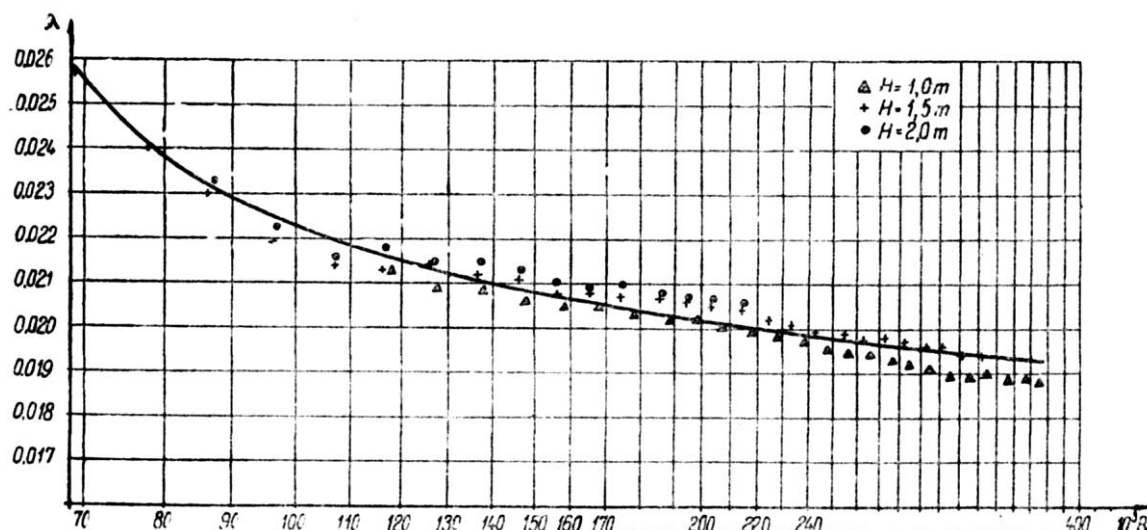


Fig. 7.170. Grafic  $\lambda = f(Re)$  pentru conducta de transport din cauciuc butyl  $D_n = 254$  mm:  $\lambda = 0,122087$ ;  $Re^{-0,146822}$ .

**Stabilirea variației coeficientului de debit la orificii.** Asigurarea unei lungimi maxime optime a conductelor flexibile de udare, precum și a unui debit uniform distribuit la orificii (respectiv la brazde) (fig. 7.171) ridică numeroase probleme de ordin hidraulic, constructiv și funcțional, care corelate în diverse ipoteze pot să conducă la jocuri de debite cu variații de peste 20% pentru orificiile situate de-a lungul conductei.

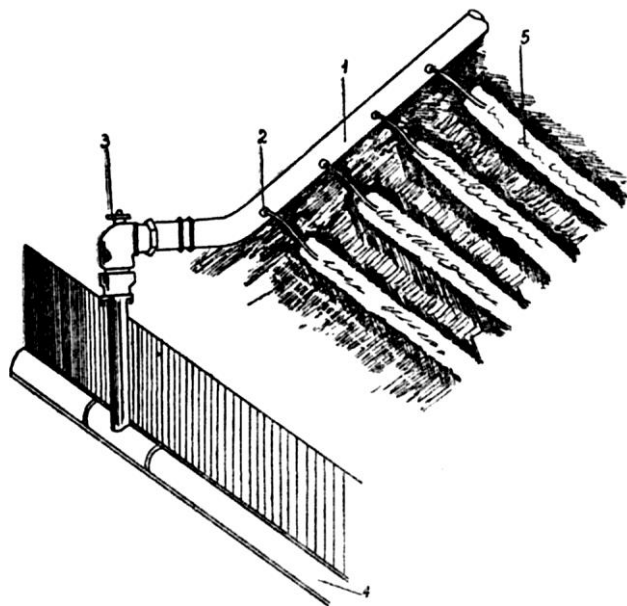


Fig. 7.171. Elemente de calcul pentru optimizarea parametrilor conductei flexibile de udare: 1 – conductă flexibilă de udare; 2 – orificii; 3 – priză de apă; 4 – antenă; 5 – brazde de udare.

Unul din elementele hotărâtoare în determinarea parametrului optim „debit uniform la toate orificiile” este și coeficientul de debit.

Condițiile cu caracter de unicat întâlnite la orificiile practicate în conductele flexibile (deformabilități

mari ale conductelor, viteze cuprinse între 0 și 2 m/s, presiuni între 0,5 și 3 m, formă cu totul specială a ajutorului practicat) au condus la o analiză atentă a factorilor ce influențează valoarea coeficientului de debit.

În urma studiului teoretic întreprins ne-am oprit atenția asupra următorilor factori: viteza apei în conductă ( $v$ ), presiunea la care are loc tranzitarea debitului în brazdă ( $H$ ), diametrul orificiului ( $d$ ) și diametrul conductei ( $D$ ).

Fiecare din acești factori ar putea influența direct sau invers proporțional valoarea coeficientului de debit, rămânând de stabilit, în urma experimentărilor, dacă printr-un „joc” convenabil al acestora nu s-ar putea realiza o uniformitate optima a udării în lungul conductei flexibile de udare.

În legătură cu acestea, literatura de specialitate pune prea puține date la dispoziție, din punct de vedere tehnico-științific și aplicativ. Problema coeficientului de debit a fost studiată, în special, la orificiile mici și mari practicate în pereții rezervoarelor, iar sarcina sub care avea loc scurgerea putând fi variabilă sau constantă. Există în literatură [21] date privind variația coeficientului de debit la orificiile practicate în conducte rigide. Astfel, Seinkin pune variația coeficientului de debit pe seama vitezei apei în conductă, a grosimii peretelui orificiilor, a formei orificiului și a naturii materialului.

Conductele la care ne referim (flexibile) având caracteristici diferite de cele rigide, condițiile inițiale se modifică, iar aplicarea formulelor stabilite nu este posibilă.

După Madaugha și Johnson [22], un alt factor care influențează asupra coeficientului de debit este temperatura mediului ambiant (circa 0,5% pentru o variație a temperaturii de 11°C).

Din cele arătate mai sus a rezultat necesitatea proiectării și realizării în Laboratorul nostru de irigații



și drenaje a unei instalații experimentale pentru determinarea valorii coeficientului de debit în funcție de fiecare parametru enunțat anterior.

*Baza experimentală și metodică de lucru.* În proiectarea și executarea instalației experimentale s-a avut în vedere ca aceasta să îndeplinească următoarele condiții: alimentare cu presiune constantă, orizontalitate perfectă a conductei flexibile, realizarea unor debite și presiuni variabile, măsurarea precisă a debitului și presiunilor din conductă și orificiu.

Instalația experimentală a fost montată într-un canal dreptunghiular (fig. 7.172 și 7.173), fiind alimentată de la rezervorul de nivel constant ( $25 \text{ m}^3$ ) al Laboratorului.

Conducta de udare din cauciuc butyl (1) a fost montată pe o masă basculantă (2) tip grindă cu zăbrele, existând posibilitatea de a o orizontaliza prin rotire în jurul unui ax situat la mijlocul mesei. Lungimea mesei de lucru a fost de 20 m (v. fig. 7.172).

Experiențele au fost efectuate, pentru două orificii situate de-a lungul conductei flexibile, în următoarea ordine de idei: se notează cu  $Q$  debitul maxim ce poate fi transportat în conductă la o presiune  $H = 3 \text{ mH}_2\text{O}$  și o viteză  $v = 2,5 \text{ m/s}$ , iar  $q_1, q_2, \dots, q_n$ , debitele orificiilor în sensul de curgere a apei. Rezultă că debitul de tranzit prin conducta de udare scade după legea următoare:

$$\begin{aligned} \text{tronson I} & \quad Q_1 = Q - q_1 \\ \text{tronson II} & \quad Q_2 = Q_1 - q_2 \\ \text{tronson III} & \quad \dots\dots\dots \\ \text{tronson } n-1 & \quad Q_{n-1} = Q_{n-2} - q_{n-1} = q_n \end{aligned} \quad (52)$$

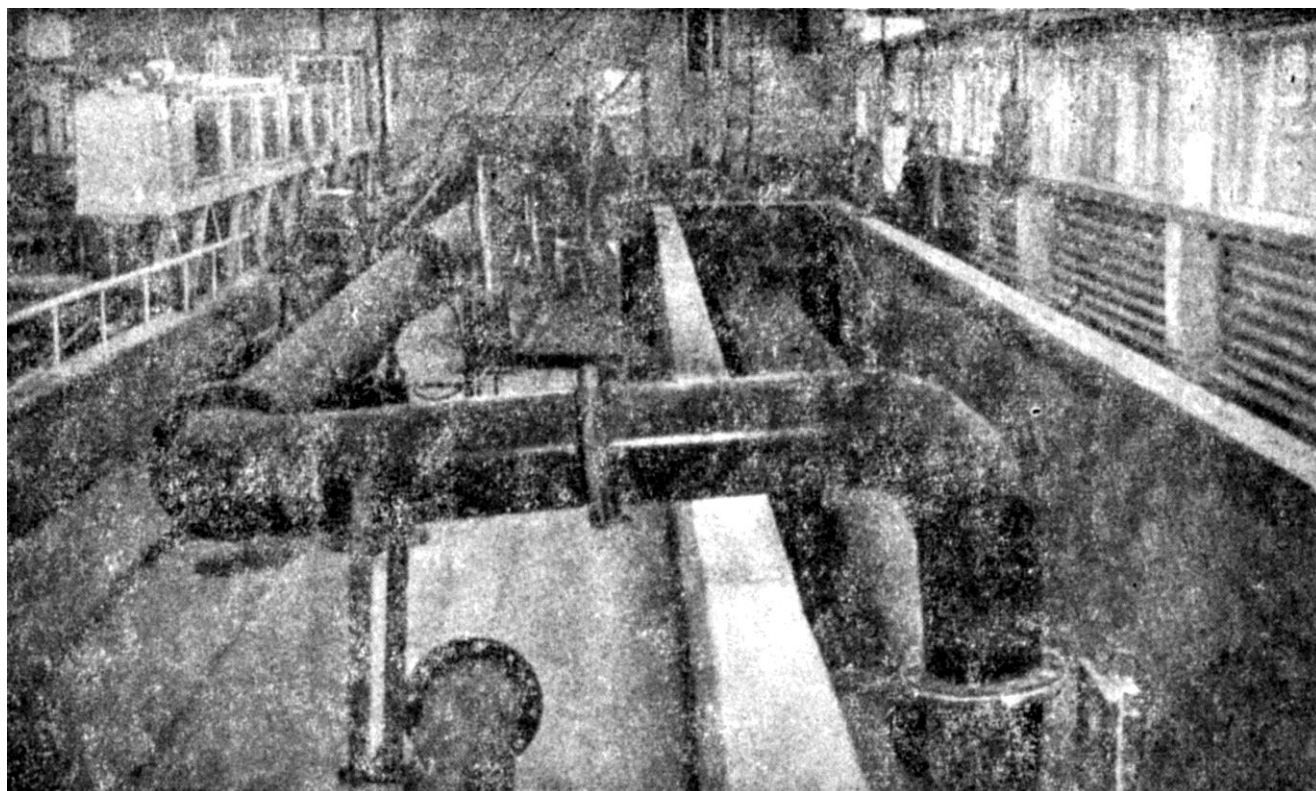
Având în vedere relația (52), rezultă că variind debitul în conductă între valorile  $q_n$  (debitul minim la orificiu) și  $Q$ , este suficient pentru experimentare doar un singur orificiu, pentru a se obține valorile  $q_i$  ( $i = 1, 2, 3, \dots, n$ ). Pentru verificare, determinările s-au făcut la două orificii.

În faza preliminară începerii experimentărilor propriu-zise s-a verificat dacă debitul (prin coeficientul de debit) la cele două orificii nu este influențat de poziția lor reciprocă. Astfel s-au efectuat măsurători asupra debitului, la cele două orificii amplasate la: o distanță între orificii (800 mm) și la patru distanțe între orificii ( $4 \times 800 \text{ mm}$ ).

Este de menționat că determinările s-au făcut pentru aceleași debite și presiuni din conductă în cazul celor două variante.

Din datele experimentale rezultă că influența reciprocă a orificiilor amplasate la diferite distanțe, fiind mai mică decât eroarea de măsurare a debitului la orificiu, poate fi neglijată.

Experiențele ulterioare s-au efectuat la distanța dintre orificii egală cu  $4d$  ( $d$  – distanța dintre două orificii consecutive).



**Fig. 7.172.** Instalație experimentală de studiu – în laborator.  
Laboratorul de irigații și drenaje. Institutul Politehnic Iași

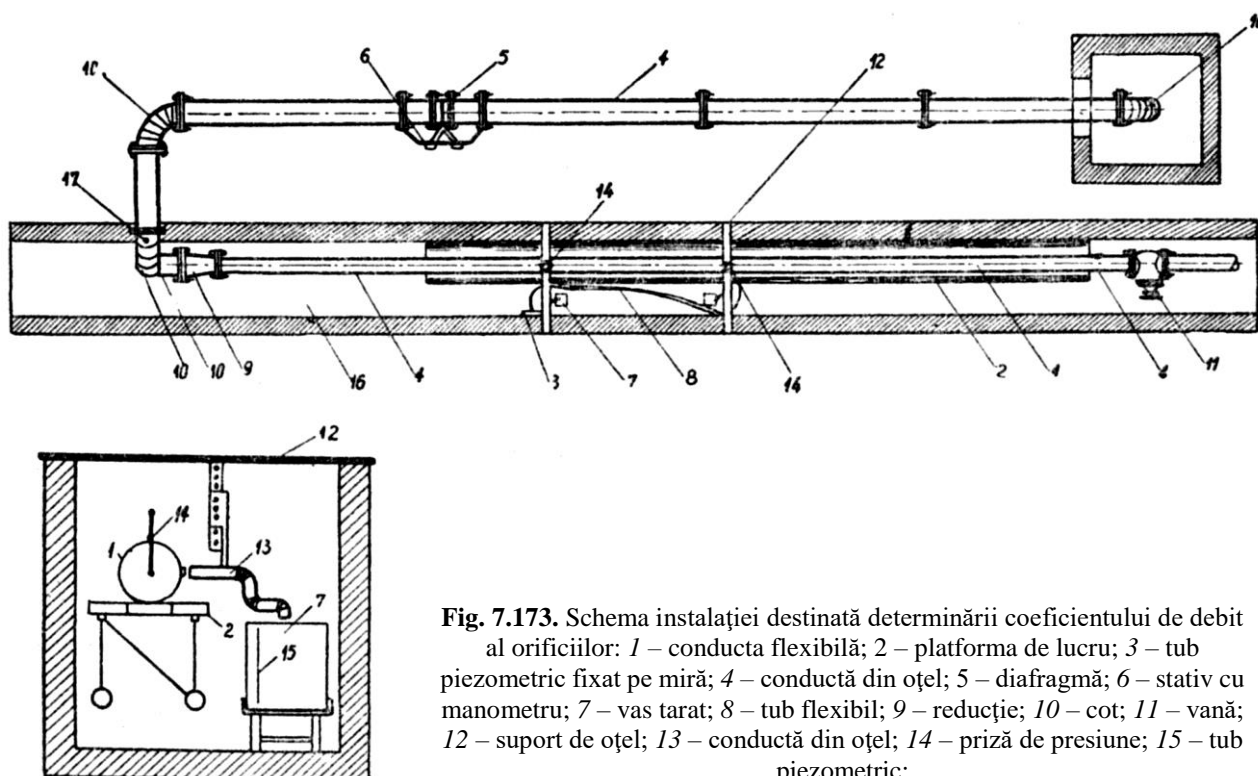


Fig. 7.173. Schema instalației destinate determinării coeficientului de debit al orificiilor: 1 – conductă flexibilă; 2 – platforma de lucru; 3 – tub piezometric fixat pe miră; 4 – conductă din oțel; 5 – diafragmă; 6 – stativ cu manometru; 7 – vas tarat; 8 – tub flexibil; 9 – reducere; 10 – cot; 11 – vană; 12 – suport de oțel; 13 – conductă din oțel; 14 – priză de presiune; 15 – tub piezometric;

Măsurând diferența de presiune la diafragmă ( $\Delta P$ ), perimetrul conductei ( $P$ ) și presiunea din conductă ( $H$ ), se poate determina viteza apei în conductă, în funcție de care variază coeficientul de debit:  $v = \frac{Q}{\Omega}$ , în care  $Q = f(\Delta P)$  și  $\Omega = f(P, H)$ .

Elementele măsurate: volum ( $V$ ), timp ( $T$ ) și presiunea ( $H$ ) dau posibilitatea calculării coeficientului de debit:

$$\mu = \frac{q}{\omega \sqrt{2gH}}; \quad q = \frac{V}{T} \quad (53)$$

în care:

$v$  este viteza apei în conducta flexibilă de udare (m/s);

$Q$  – debitul de alimentare a conductei de udare ( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$q$  – debitul la orificiu ( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$\Omega$  – secțiunea conductei flexibile ( $\text{m}^2$ );

$\Delta P$  – diferența de presiune la diafragmă ( $\text{mH}_2\text{O}$ );

$P$  – perimetrul conductei (m);

$H$  – presiunea în conductă la nivelul centrului orificiului ( $\text{mH}_2\text{O}$ );

$V$  – volumul de apă colectat în vasul tarat ( $\text{m}^3$ );

$T$  – timpul de colectare a apei (s);

$d$  – diametrul orificiului (m);

$\omega$  – secțiunea orificiului ( $\text{m}^2$ ),

Experimentările s-au efectuat pentru trei diametre de conductă:  $D_1 = 210$  mm;  $D_2 = 254$  mm și  $D_3 = 307$  mm. Pentru fiecare diametru de conductă, pe cele două

orificii de studiu s-au aplicat 4 diafragme a căror mărime a fost:  $d_1 = 12,5$  mm,  $d_2 = 18$  mm;  $d_3 = 23,5$  mm;  $d_4 = 27$  mm.

Studiul influenței presiunii, la care are loc tranzitarea debitului în brazdă asupra valorii coeficientului de debit, s-a făcut prin menținerea în poziția închis a vanei din aval și manevrarea corespunzătoare a vanei din amonte.

Pentru determinarea influenței factorului vitează asupra valorii coeficientului de debit la orificiu, s-au manevrat corespunzător cele două vane din amonte și aval, măsurându-se debitul la orificiu pentru perechi de valori  $Q, H$  din conductă.

Pentru toate experimentările efectuate, mărimile hidraulice au variat în următoarele limite: debitele între 1 și 125 l/s, presiunile între 0,5 și 3 m, viteza apei între 0 și 2,5 m/s.

*Influența factorului presiune ( $H$ ) asupra coeficientului de debit.* Având înregistrate valorile: volum ( $V$ ), timp ( $T$ ), presiune ( $H$ ), perimetrul conductei ( $P$ ), s-au putut determina coeficienții de debit ca ajutorul formulei orificiilor mici (53).

Experimentările s-au efectuat pentru orificiile cu diametrul  $d_1 = 12,5$  mm,  $d_2 = 18$  mm,  $d_3 = 23,5$  mm,  $d_4 = 27$  mm, care au fost montate la o conductă  $D_n = 254$  mm.

Pentru exemplificare, în tabelul 7.21 sunt prezentate perechile de valori  $\mu, H$  pentru diametrul orificiului  $d_4 = 27$  mm.

**Tabelul 7.21.** Variația coeficientului de debit după presiune  $\mu = f(H)$  și diametrul orificiului  $d = 27$  mm

Nr. crt.	B (mH <sub>2</sub> O)	$\mu$
1	0,572	0,5873
2	0,750	0,5884
3	0,900	0,5858
4	1,123	0,5852
5	1,388	0,5872
6	1,580	0,5848
7	1,798	0,5840
8	1,970	0,5893
9	2,275	0,5828
10	2,445	0,5821
11	2,582	0,5835
12	2,695	0,5813
13	2,790	0,5821
14	2,905	0,5798
15	3,020	0,5822

Astfel, în planul variabilelor  $\mu$ ,  $H$  se obține o serie de puncte  $P_i(\mu_i, H_i)$ . Poziția acestor puncte în plan ne îndreptățește să propunem pentru legea  $\mu = f(H)$  o funcție liniară de forma:

$$\mu = b + aH \quad (54)$$

Punând condiția ca suma pătratelor abaterilor punctelor să fie minimă, se obține:

$$\sum_{i=1}^n \varepsilon_i^2 = \sum_{i=1}^n (\mu_i - a \cdot H_i - b)^2 \quad (55)$$

Rezultă pentru  $a$  și  $b$  următoarele relații de calcul:

$$a = \frac{\begin{vmatrix} \sum_{i=1}^n \mu_i H_i & \sum_{i=1}^n H_i \\ \sum_{i=1}^n \mu_i & n \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} \sum_{i=1}^n H_i^2 & \sum_{i=1}^n H_i \\ \sum_{i=1}^n H_i & n \end{vmatrix}} \quad b = \frac{\begin{vmatrix} \sum_{i=1}^n H_i^2 & \sum_{i=1}^n \mu_i H_i \\ \sum_{i=1}^n H_i & \mu_i \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} \sum_{i=1}^n H_i^2 & \sum_{i=1}^n H_i \\ \sum_{i=1}^n H_i & n \end{vmatrix}} \quad (56)$$

în care:

$n$  este numărul de determinări efectuate;

$\mu_i$  – valoarea coeficientului de debit corespunzător lui  $H_i$ ;

$H_i$  – presiunea apei în conductă.

În urma calculelor efectuate după (56) rezultă următoarele legi de variație a valorii coeficientului de debit, în funcție de presiunea apei din conductă (viteza de tranzit  $v = 0$ ):

– pentru diametrul orificiului  $d_1 = 12,5$  mm:

$$\mu = 0,66428 - 0,00455H \quad (57)$$

– pentru diametrul orificiului  $d_2 = 18$  mm:

$$\mu = 0,70822 - 0,00658H \quad (58)$$

– pentru diametrul orificiului  $d_3 = 23,5$  mm:

$$\mu = 0,87951 - 0,00346H \quad (59)$$

– pentru diametrul orificiului  $d_4 = 27$  mm:

$$\mu = 0,58974 - 0,00289H \quad (60)$$

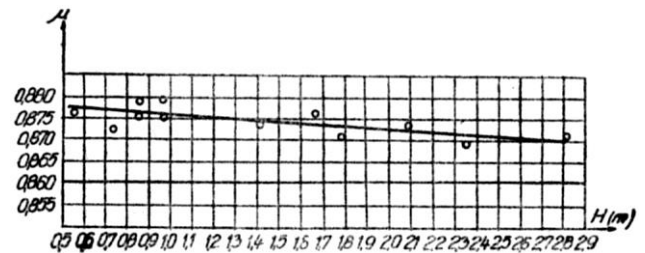
Analizând ecuațiile (57), (58), (59), (60), pe baza cărora au fost construite grafice ca cel din figura 7.174, rezultă următoarele:

– valoarea coeficientului de debit scade cu creșterea presiunii;

– valoarea coeficientului de debit pentru aceeași presiune crește cu mărimea diametrului orificiului;

– valoarea coeficientului de debit la presiuni variabile pentru diametrul orificiului  $d_4 = 27$  mm este mai mică decât pentru toate celelalte orificii ( $d_1$ ,  $d_2$ ,  $d_3$ ), deoarece în acest caz scurgerea are loc ca prin ajutaje, întrucât diafragma aplicată are aceeași deschidere cu orificiul din polipropilenă practicat în conducta de udare;

– scăderea coeficientului de debit în limitele unei presiuni de 0,5-3 mH<sub>2</sub>O, ca valoare relativă este cuprinsă între 1,2% pentru  $d_4 = 27,0$  mm și 2% pentru  $d_2 = 18$  mm.



**Fig. 7.174.** Variația coeficientului de debit în funcție de presiune  $\mu = f(H)$ , diametrul orificiului  $d_3 = 23,5$  mm

*Influența factorului  $v$  (viteza apei în conductă) asupra coeficientului de debit ( $\mu$ ).* Întrucât în efectuarea măsurătorilor nu a fost posibilă menținerea unei presiuni ( $H$ ) riguros constantă concomitent cu variația valorii  $v$ , în limitele 0-2,5 m/s, s-a mers pe determinări ale debitului în condițiile unor presiuni și debite variabile.

Cunoscând influența factorului  $H$  asupra coeficientului de debit a fost posibil calculul influenței factorului  $v$  asupra coeficientului de debit după cum urmează:

$$\mu_i = \mu_0 - bH_i \quad (61)$$

Pentru o presiune  $H = 1$  mCA, (61) devine:

$$\mu_1 = \mu_0 - b \cdot 1 \quad (61')$$

Scăzând (61') din (61) se obține:

$$\mu_i = \mu_1 + b(1 - H_i) \quad (62)$$

Înlocuind în relația (62) valorile  $H_i$ , determinate experimental, s-au obținut valorile  $\mu_i$  pentru o sarcină constantă  $H = 1$  mCA.

Tabelar sunt prezentate valorile lui  $\mu_i$ ,  $Re_i$  și  $Fr_i$ , la diferite viteze  $v_i$  ale apei în conductă pentru  $H = 1$  mH<sub>2</sub>O, diametrul orificiului fiind  $d_4 = 27$  mm, iar diametrul conductei  $D_3 = 307$  mm.

Numărul experiențelor a variat între 30 și 78 pentru diferite variante studiate (diametre ale conductei  $D_1$ ,  $D_2$  și  $D_3$  și diametrele orificiilor  $d_1$ ,  $d_2$ ,  $d_3$ ,  $d_4$ ).

Reprezentarea grafică a perechilor de valori  $\mu_i$ ,  $v_i$  pentru toate diametrele de conductă și orificiu studiate ne-au îndreptățit să propunem pentru legea de variație a coeficientului de debit  $\mu = f(v)$  o funcție de forma:

$$\mu = av^3 + bv^2 + cv + d \quad (63)$$

Punând condiția ca suma pătratelor abaterilor punctelor la curba propusă să fie minimă, se obține o funcție de minimalizat de forma:

$$\sum_{i=1}^n \varepsilon_i^2 = \sum_{i=1}^n (\mu_i - av_i^3 - bv_i^2 - cv_i - d)^2 = F(a, b, c, d) \quad (64)$$

Punând condiția de minimă a funcției  $F(a, b, c, d)$  rezultă sub formă matricială:

$$AX = B \quad (65)$$

care admite soluția:

$$X = BA^{-1} \quad (66)$$

în care matricea vitezelor ( $A$ ), matricea necunoscutelor ( $X$ ) și a termenilor liberi  $B$  sunt:

$$A = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^n v_i^6 & \sum_{i=1}^n v_i^5 & \sum_{i=1}^n v_i^4 & \sum_{i=1}^n v_i^3 \\ \sum_{i=1}^n v_i^5 & \sum_{i=1}^n v_i^4 & \sum_{i=1}^n v_i^3 & \sum_{i=1}^n v_i^2 \\ \sum_{i=1}^n v_i^4 & \sum_{i=1}^n v_i^3 & \sum_{i=1}^n v_i^2 & \sum_{i=1}^n v_i \\ \sum_{i=1}^n v_i^3 & \sum_{i=1}^n v_i^2 & \sum_{i=1}^n v_i & n \end{bmatrix} \quad (67)$$

$$X = \begin{bmatrix} a \\ b \\ c \\ d \end{bmatrix} \quad B = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^n \mu_i v_i^3 \\ \sum_{i=1}^n \mu_i v_i^2 \\ \sum_{i=1}^n \mu_i v_i \\ \sum_{i=1}^n \mu_i \end{bmatrix}$$

Calculul parametrilor  $a$ ,  $b$ ,  $c$ ,  $d$  din formula (67) a fost efectuat la calculatorul electronic FELIX C-256.

În urma efectuării calculului au rezultat următoarele ecuații de variație a funcției  $\mu = f(v)$ :

$$\begin{aligned} &\text{pentru } D_1 = 210 \text{ mm} \\ &- d_1 = 12,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \mu &= -0,008098v^3 + 0,016149v^2 - 0,010902v + 0,658113 \\ - d_2 &= 18 \text{ mm} \\ \mu &= -0,016491v^3 + 0,054981v^2 - 0,062352v + 0,724085 \\ - d_3 &= 23,5 \text{ mm} \end{aligned} \quad (68)$$

$$\begin{aligned} \mu &= -0,22083v^3 + 0,080796v^2 - 0,129215v + 0,803377 \\ - d_4 &= 27 \text{ mm}; \\ \mu &= -0,009913v^3 + 0,010904v^2 - 0,013081v + 0,594164 \\ &\text{pentru } D_2 = 254 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - d_1 &= 12,5 \text{ mm} \\ \mu &= -0,011263v^3 + 0,034944v^2 - 0,036847v + 0,664665 \\ - d_2 &= 18 \text{ mm} \\ \mu &= -0,042015v^3 + 0,120305v^2 - 0,110221v + 0,731101 \\ - d_3 &= 23,5 \text{ mm} \end{aligned} \quad (69)$$

$$\begin{aligned} \mu &= -0,037991v^3 + 0,139552v^2 - 0,183692v + 0,814167 \\ - d_4 &= 27 \text{ mm}; \\ \mu &= -0,012302v^3 + 0,011879v^2 - 0,003370v + 0,588020 \\ &\text{pentru } D_3 = 307 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - d_1 &= 12,5 \text{ mm} \\ \mu &= -0,008379v^3 + 0,023565v^2 - 0,03516v + 0,664626 \\ - d_2 &= 18 \text{ mm} \\ \mu &= -0,063619v^3 + 0,168770v^2 - 0,143904v + 0,732812 \\ - d_3 &= 23,5 \text{ mm} \end{aligned} \quad (70)$$

$$\begin{aligned} \mu &= -0,159458v^3 + 0,381608v^2 - 0,291100v + 0,806528 \\ - d_4 &= 27 \text{ mm} \\ \mu &= -0,059087v^3 + 0,090530v^2 - 0,054358v + 0,599324 \end{aligned}$$

Pentru toate aceste ecuații, abaterea medie a punctelor determinate experimental de la curba ai cărei parametri s-au calculat, a rezultat mai mică decât 0,0012, eroarea relativă de aproximare fiind cuprinsă între 0,10-0,047%.

Ecuațiile (68), (69) și (70) au fost reprezentate grafic, ca în figura 7.175. Aceste grafice pot servi în proiectare la determinarea precisă și rapidă a debitelor la orificiile conductelor flexibile de udare.

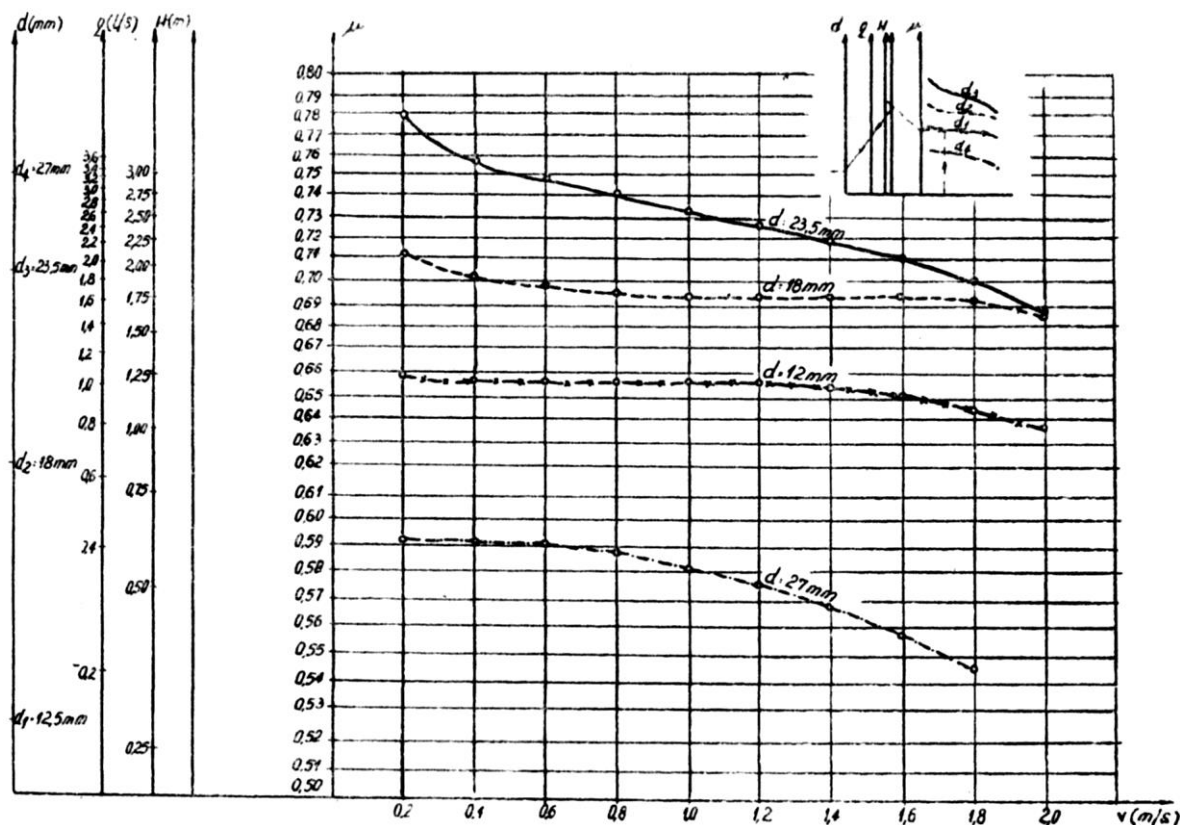


Fig. 7.175. Grafic de determinare a debitului pentru patru diametre de orificii ( $d$ ), studiate în cazul conductei flexibile cu  $D = 210 \text{ mm}$ .

Studiul influenței factorului vitează asupra coeficientului de debit, obținut în urma măsurătorilor, s-a făcut în două cazuri:

- 1) Același diametru de conductă cu diametru de orificiu variabil.
- 2) Același diametru de orificiu cu diametru de conductă variabil.

Pentru fiecare din aceste două cazuri a fost studiată și variația coeficientului de debit, în raport cu valorile hidraulice adimensionale Froude ( $Fr$ ) și Reynolds ( $Re$ ).

1). Analizând ecuațiile (68), (69) și (70) și figurile de tip 7.175 rezultă următoarele:

- valoarea coeficientului de debit scade odată cu creșterea vitezei de transport;
- valoarea coeficientului de debit pentru aceeași viteză crește odată cu creșterea diametrului, excepție făcând orificiul  $d_4 = 27 \text{ mm}$ ;
- pe măsura creșterii diametrului orificiului ecartul de variație a valorii  $\mu$  este mai mare, valoarea relativă variază între 3% ( $d_1 = 12,5 \text{ mm}$ ) și 15% ( $d_4 = 27 \text{ mm}$ );
- existența punctelor de inflexiune a funcției  $\mu = f(v)$  nu poate fi pusă pe seama regimului de mișcare a apei din conductă, deoarece nu corespund unor numere  $Re$  sau  $Fr$  constante și semnificative.

2). Analizând ecuațiile (68), (69), (70) și graficele din figurile de tipul 7.175 în cazurile: diametrul de orificiu constant și diametral de conductă variabil, rezultă următoarele:

- ecartul de variație a lui  $\mu$  este cuprins ca valori relative între 0 și 10,5%;
- în general, indiferent de valoarea vitezei, odată cu creșterea diametrului conductei are loc o scădere a valorii coeficientului de debit;

– odată cu creșterea diametrului conductei, scăderea valorii coeficientului de debit se produce în limite mai mari, având valori relative de 5% pentru diametrul orificiului  $d_1 = 12,5 \text{ mm}$  și  $D_3 = 307 \text{ mm}$  și de 1,5% pentru  $d_1 = 12,5 \text{ mm}$  și  $D_1 = 210 \text{ mm}$ .

Plecând de la ideea folosirii în proiectare și exploatare a rezultatelor obținute, s-au elaborat trei grafice sintetice de tipul figurii 7.176.

Acestea pot fi folosite pentru dimensionarea orificiilor conductei de udare, în scopul obținerii unor echipamente și tehnici de udare bazate pe reglarea centralizată a presiunilor și debitelor în conducte flexibile.

Totodată, graficele de tipul celor din figura 7.176 scot în evidență concluziile anterioare, demonstrând clar influența mare a vitezei din conductă asupra debitului distribuit la orificiile de udare.

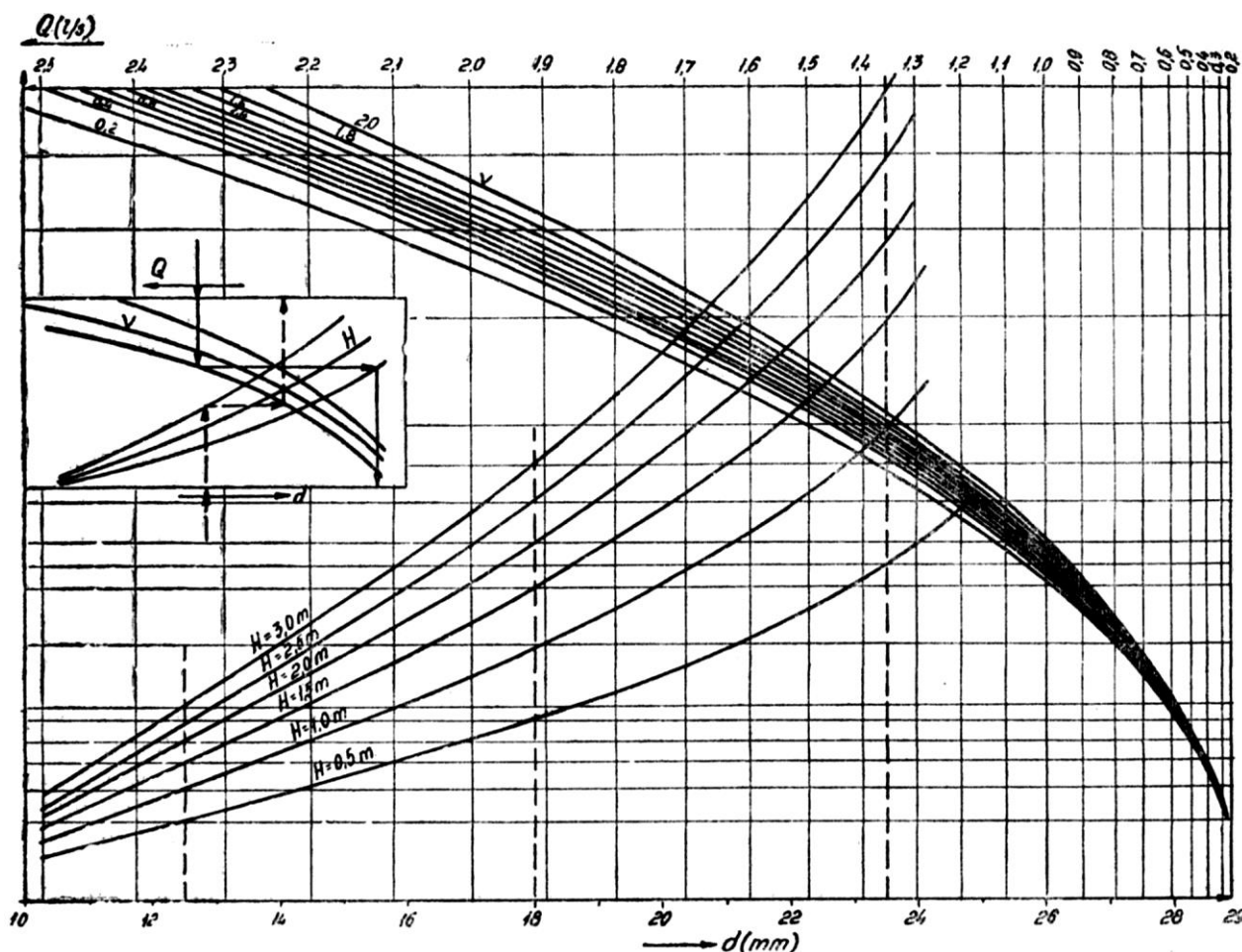


Fig. 7.176. Grafic pentru dimensionarea orificiilor conductei flexibile de udare cu  $D_n = 210$  mm.

**Concluzii:** Pe baza prelucrării și interpretării datelor experimentale obținute (1972-1974) se pot desprinde următoarele concluzii:

1. Factorii care influențează valoarea coeficientului de debit la orificiile conductei flexibile sunt: viteza apei în conductă, presiunea, diametrul orificiului și diametrul conductei.

2. Influența factorului presiune asupra valorii coeficientului de debit se poate exprima printr-o ecuație de gradul I de forma:

$$\mu = b - aH$$

3. Influența factorului viteză asupra valorii coeficientului de debit se poate exprima printr-o ecuație de forma:

$$\mu = av^3 + bv^2 + cv + d$$

Viteza de transport influențează, prin intermediul coeficientului de debit, asupra debitului la orificiu după cum urmează:

$d$ (mm)	12,5	18	23,5	27*
$\frac{\Delta q}{q_{\max}}$ (%)	2,7	9,2	11,3	11,2

\* Funcționează ca ajutoraj nu ca orificiu.

5. Variația coeficientului de debit, în funcție de factorii enunțați la punctul 1, conduce în tehnica actuală de udare la o distribuție neuniformă a apei la brazde.

6. Graficele de tipul celor din figurile 7.175 și 7.176 pot fi folosite în proiectarea și exploatarea sistemelor de irigație cu conducte flexibile pentru alegerea diametrului optim al orificiului, în scopul realizării unor lungimi maxime optime și a unei distribuții a apei la brazdele de udare.

## 7.4. CALCULUL REȚELELOR DE DISTRIBUȚIE (R.D.) ÎN TEHNICA IRIGAȚIEI CU FUNCȚIONARE „LA CERERE”

### 7.4.1. APRECIERI ASUPRA METODELOR DE CALCUL. EVOLUȚIA CONCEPȚIILOR ȘI PROCEDEELOR

**Metodele clasice de calcul.** Rețelele de distribuție de tip ramificat, prezentând în prezent avantajele

arătate în subcapitolele 7.1, 7.2 și 7.3, vor constitui exemplul de calcul hidraulic la care ne referim.

Se menționează că debitul servind ca bază de calcul a R.D. are ca origine „cerințele” deduse din analiza evapotranspirației, corespunzând unei anumite frecvențe anuale de apariție. Aceasta permite să se determine caracteristicile dozei de udare și debitul nominal al prizei (modulul). Desigur că gradul de libertate (de confort) al beneficiarului crește cu acest debit nominal, după cum crește și cu presiunea disponibilă la prize (borne, hidranți), presiune care s-a mărit progresiv de la 3 at la 4,5-5 at.

Faptul că „cererea” de apă reprezintă o funcție aleatoare  $Q(t)$ , iar perioada de administrare a udării este o foarte scurtă „perioadă critică” pentru diferitele culturi, constituie suficiente elemente de a marca dificultățile proiectării rețelei de distribuție la «cerere», care trebuie să includă atât aspectele de ordin tehnic și economic, „minimalizarea” costului ansamblului: Stpp – rezervor – rețea conducte, inclusiv cheltuielile de energie, cât și aspectele agronomice și organizatorice.

Problemele de ordin teoretic și tehnico-economic se grupează în trei părți [29]: determinarea traseelor, determinarea debitelor pe diferitele tronsoane, calculul diametrelor și înălțimea manometrică a stației de pompă.

*Problemele privind traseele* au fost deja analizate în subcapitolul 7.3.2, pentru cele două soluții  $S_1$  și  $S_2$ . Este de remarcat faptul că în soluția  $S_2$  traseul se poate definitiva în metoda Girette, sprijinindu-se pe o proprietate „locală”, permițând minimalizarea costului a trei conducte care trebuie să deservească trei puncte, când se cunoaște prețul pe metru liniar al fiecăruia din cele trei tronsoane care asigură această servire. Problema se poate raporta, relativ la legătura celor trei puncte, la aceea pusă prin legătura a două puncte și, prin urmare, se aduce problema cu privire la legătura a  $n$  puncte la aceea a legăturii (joncțiunii) de  $n-1$  puncte. Soluția depinde de ordinul de joncțiune adoptat pentru aceste diferite puncte.

Cu tot empirismul procedurii (punerea sa în operă fiind „manuală” lasă loc și „interpretării” proiectantului), adoptarea sa aduce economii de 5-10% [29].

Pentru *calculul debitelor* se folosesc formulele stabilite de inginerii René Clément (Societatea Canal Provence, Franța), Estradiadis (Grecia), De Boissezon și Hait (SOGREAH, Franța) și Bourla (Societatea „Gascogne”, Franța).

Formulele „cererii” (I și II) ale lui R. Clément s-au impus, stând în prezent la baza proiectării R.D. cu funcționare „la cerere”.

Prima formulă a „cererii” (1954-1955) stabilește, pe baza legii binomiale, debitul maxim posibil a fi

cerut de ansamblul prizelor (hidranților), printr-un tronson oarecare dar invariabil, pentru o anumită calitate de funcționare  $P_q$  a rețelei aval de acesta. Stabilindu-se valorile  $P_q$  pentru fiecare tronson, se determină valorile  $Q(P_q)$  ale rețelelor deservite, prin aplicarea unei relații foarte simple.

Aceasta permite folosirea mai ușoară (timpi de calcul mai reduși) la calculul automat a primei formule a „cererii”, în comparație cu a doua.

A doua formulă „a cererii” este datorată tot lui René Clément (1966). Pentru stabilirea acestei formule a făcut apel la procesele de apariție și dispariție, care constituie un caz particular al proceselor lui Markov. Rezultatul fixează noțiunea de rețea „calibrată” pentru  $N$  prize. În aceste condiții se ține seama de posibilitățile „de reîntoarcere ale unui apel” când rețeaua este saturată.

Rezultatul adoptării formulelor Clément este deosebit de important, cu atât mai important cu cât rețeaua este mai mare; nu rare sunt situațiile în care debitul rezultat prin formula Clément să fie, în capătul rețelei, egal numai cu 1/4 din debitul cumulat al prizelor. Această concluzie [29] deosebit de importantă nu mai reclamă comentarii în alegerea procedurii pentru calculul debitului.

*Calculul diametrelor și înălțimea manometrică la Stpp* se efectuează în prezent prin „metoda discontinuă”, în toate amenajările din Franța, ca și din majoritatea țărilor ce practică „irigația sub presiune la cerere” [29].

Studiile întreprinse după anul 1958 în acest domeniu au început să fie aplicate și publicate de către renumiții specialiști Yves Labye (inginer șef de G.R.E.F., la CERAI ER – Paris) și C. Bonnal (inginer șef de G.R.E.F.).

Primul program al metodei a fost efectuat în 1961 prin societatea IMSAC; colaborarea cu inginerul Vellinger a permis generalizarea procedurii de calcul pentru un caz de ansamblu – rețea ramificată cu mai multe rezervoare. Alte programe au mai fost scrise de către Bernada (1963, Compania Bas-Rhône – Languedoc), cu impunerea unei constrângeri suplimentare: interzicerea de a pune două conducte de diametre sau materiale diferite pe un tronson. Această constrângere nefiind aplicată, metoda nu prezintă utilitate.

Într-un studiu întreprins de autor și colectivul de specialiști de la Institutul Politehnic „Traian Vuia” Timișoara [41] în 1971, s-a analizat comparativ cazul unei rețele având tronsoane cu diametru constant și cazul unor tronsoane cu diametre variabile.

Până în anul 1963, Compania I.B.M. France utilizează programarea liniară pentru calculul rețelelor de conducte. După această dată, I. B. M. utilizează *metoda discontinuă*. Deși ambele metode dau rezultate identice



[29], se adoptă metoda discontinuă, fiind mai puțin costisitoare, putându-se rezolva într-un timp de 50-100 ori mai rapid decât programarea liniară în cazul calculului rețelelor.

În ceea ce privește economiile rezultate din adoptarea acestui procedeu de calcul, se apreciază că reprezintă 6-7% din costul rețelelor, după Y. Labye (autorul procedurii), și 10-15%, după Clément [29].

Anterior metodei discontinue (1958), metodele de calcul zise „continue”, având ca bază anularea derivatei prețului în raport cu unii parametri, au fost propuse de către Guyon (IGREF), Lechart și chiar Y. Labye. Aceste metode au o utilizare restrânsă; la nivelul anteproiectului sau al fixării programului de lucrări, rezultatele obținute prin aceste metode sunt suficient de precise, iar calculul se execută rapid cu microcalculatoare de birou.

**Studii și cercetări noi relative la calculul rețelelor.** Cu privire la problema traseelor, s-a reținut că metoda clasică Girette introduce subiectivism în calcul, făcând loc „interpretării” proiectantului, pentru că soluția obținută depinde de ordinul de joncțiuni adoptat pentru diferitele borne de irigație (prize) [29].

Studiile efectuate de către M. Rousset (Societatea Canal Provence) sub aspect teoretic și al mecanizării calculului – folosind algoritmul Kruskal – au permis să se definească o schemă logică de organizare a ordinului de joncțiune al diferitelor borne. Acest algoritm dă modul de a lega diferitele puncte, astfel încât lungimea traseului să fie minimă. Pe această bază se pot crea puncte fictive care să respecte regula Girette.

În prezent acest studiu, inclusiv programul de calcul, sunt puse la punct la Societatea Canal Provence. În lucrarea [42] se găsesc datele necesare asupra algoritmului Kruskal.

Detalii, cu exemple de calcul, asupra traseelor, prin metoda Rousset, sunt prezentate în subcapitolul 7.3.2.3.

**Cu privire la determinarea caracteristicilor rețelei. Modele de simulare.** Pentru orice rețea se poate scrie o caracteristică a rețelei superioară (CRS), care asigură sarcina minimă pentru orice debit inferior lui  $Q$ ,  $Z = Z(Q)$ , și o caracteristică inferioară a rețelei (CRI), care asigură un debit maxim pentru o sarcină  $Z$  dată (fig. 7.177).

Rezultă că orice punct de funcționare a rețelei este cuprins între cele două caracteristici. Pentru un  $Q_c$  dat, căruia îi corespunde un  $Z_c$ , este bine să se aleagă pompele astfel încât debitul furnizat să se apropie cât mai mult de  $Q(Z_c)$ , folosind capacitatea rețelei mai bine (în unele cazuri), ținând cont de investiția redusă în Stpp, în comparație cu cea pentru rețeaua de conducte.

Cele de mai sus nu diminuează aportul formulor lui R. Clément, care a reușit să reprezinte aspectul

global al calității de funcționare a rețelei.

În ceea ce privește calitatea de deservire a bornei, ea poate fi apreciată după valoarea sarcinii  $Z$  de intrare în bornă. Studiarea variațiilor lui  $Z$  ar putea permite clasificarea unor trepte de calitate a funcționării rețelei.

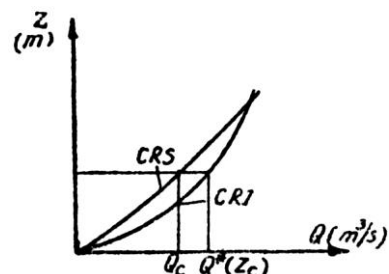


Fig. 7.177. Curbe caracteristice ale rețelei:  
CRS – caracteristica rețelei superioară; CRI – caracteristica rețelei inferioară.

Privind închiderea și deschiderea bornelor, ca procese de naștere și moarte, Rousseau (inginer la S.C.P.) a realizat, iar Labye și Montgolfier au îmbunătățit, un model matematic care permite stabilirea relației dintre  $Z$  și probabilitatea  $P$  (folosită în formula lui Clément). Acest model permite stabilirea zonelor cu funcționare necorespunzătoare, pentru care costul de deservire ar fi mai mic sau care se vor putea modifica.

Pentru acest model, S.C.P. face măsurători în vederea stabilirii corecte a valorii lui  $P$ . Tot pentru acest model se vor studia și rezervoarele intermediare, care au importanță mai ales în cazul nefuncționării rețelei 24 din 24 de ore.

**Cu privire la problema dezvoltării aleatoare în timp a rețelelor.** Deoarece execuția totală, deodată, a sistemului poate fi împiedicată de inexistența cererii de amenajare totală de la început și de greutatea în procurarea investițiilor inițiale (care devin o frână în dezvoltarea irigațiilor), se pune problema dezvoltării rețelei în etape (3-4), astfel încât după perioada  $T$  să ajungă la dezvoltarea maximă.

Studiul se referă la rețeaua de bază, care are la extremități subperimetre pe care le deservește și pentru care se presupun trei moduri de dezvoltare, având probabilitatea fixată: dublarea unui tronson, mărirea presiunii de pompare și o inelare simplă a rețelei.

Rezolvarea problemei se poate face prin trei metode:

1. Se determină debitul probabil  $Q(t)$  la momentul  $t$  și se determină soluția pentru care cheltuielile (actualizate) sunt minime.
2. Se minimizează speranța matematică a costului actualizat.
3. Minimalizarea speranței matematice cu condiția ca probabilitatea de a se efectua o dezvoltare a rețelei înaintea datei  $t$  să fie foarte mică.

S-au propus două procedee de calcul: unul fo-



losește programarea liniară cu variabile mixte; în celălalt se folosește programarea dinamică.

Pentru primul procedeu, costul calculului este foarte mare. Al doilea procedeu este folosit pentru realizarea unui program, de „Compagnie du Bas-Rhône – Languedoc” împreună cu „Division de calcul du CERAFER de Paris-Antony”, program posibil a fi folosit pe calculatoare de mărime medie.

Și primul procedeu de calcul va putea deveni accesibil (ca preț), prin dezvoltarea calculatoarelor, a programării.

*Cu privire la lovitura de berbec.* Deși există unele metode de calcul, totuși se continuă cercetările pentru realizarea unor modele de calcul mai realiste și pentru un cost al calculului mai redus.

*Cu privire la măsurarea parametrilor de calcul al rețelei.* Pentru proiectare ar fi important de cunoscut parametrii fizici exacți, concreți, pentru a fi evitate simplificările și neglijarile în calcul.

**Concluzii asupra direcțiilor de calcul.** În concluzia aspectelor prezentate anterior se rețin pentru proiectarea (calcularea) rețelei de distribuție la „cerere” următoarele procedee și metode:

a) metoda Rousset, pentru stabilirea traseelor optim economice, în soluția  $S_2$  (v. 7.3.2.3);

b) metoda Clément (formulele I și II ale „cererii”), pentru stabilirea debitelor;

c) metoda Labye („discontinuuă”), pentru calcularea diametrelor.

Rețeaua de distribuție proiectată în soluția concluziilor anterioare (a, b, c) trebuie să asigure: costuri minime, siguranță și comoditate în exploatare, asigurarea cu apă „la cerere” a tuturor folosințelor afectate rețelei respective.

#### 7.4.2. CALCULUL DEBITELOR ÎN REȚELELE DE IRIGAȚIE FUNCȚIONÂND „LA CERERE”. FORMULELE „CERERII”

Rețelele moderne de irigație trebuie concepute pentru a funcționa „la cerere”, beneficiarul sau „folosința” să fie liberi să primească apă când este nevoie sau când doresc, fără să aștepte un „tur” de udare.

Debitul cerut de o rețea de irigație depinde de două elemente: unul fix, datorat capacității de reținere a solurilor, invariabil pentru o adâncime determinată de sol, și al doilea variabil, corespunzător evapotranspirației reale a plantelor, de care depinde termenul de reînnoire a normei de udare, variabilă în funcție de climat și stadiul de vegetație al plantei.

Dificultatea prevederii consumului de apă din rețea, în condițiile climatului temperat, reprezintă o problemă complexă pentru care R. Clément propune

*metoda probabilistică* (pentru determinarea debitului de apă în rețea).

În cele ce urmează se vor prezenta – după R. Clément [43] – cele două formule ale „cererii”, care se bucură de acceptare universală în tehnica irigației „la cerere”. În anul 1955 s-a stabilit teoretic o formulă simplă, care exprimă aglomerația „cererii” și care variază cu mărimea rețelei. Ulterior s-a studiat [43] un al doilea model, mai realist, figurat printr-un proces stocastic de apariție și dispariție, considerându-se rețeaua de irigație sediul unei succesiuni în timp al cererilor de debit care apar, au o durată (de viață) corespunzătoare duratei unei udări, apoi dispar.

A doua formulă a cererii aduce lămuriri asupra valorilor unor parametri discutați: „calitatea funcționării rețelei”. Teoria lui R. Clément conduce la formule care descriu evoluția cererii în timp, având implicații atât asupra dimensionării rețelei de conducte, cât și asupra calculării volumelor rezervoarelor, metodelor de reglare a Stpp și chiar asupra reglării scurgerilor ( $Q, H$ ) în canale.

Calitățile incontestabile ale celor două „formule ale cererii” în dimensionarea rețelei lasă loc însă, cum recunoaște chiar autorul [25], unor imprecizii rezultate din neaprofundarea parametrilor agronomici care intervin în calculul debitelor și, desigur, în fenomenul statistic al cererii.

**Prima formulă a cererii.** Dimensionarea rețelilor de irigație funcționând prin „tur” de udare (rotație) nu prezintă nici o dificultate; în schimb, distribuția apei „la cerere”, care asigură beneficiarului libertatea de a uda când dorește, conduce la un calcul laborios pentru determinarea debitului de vârf care să asigure o alegere rezonabilă a diametrelor conductelor.

Debitul de vârf maxim este desigur egal cu suma debitelor tuturor prizelor, însă acest debit nu se poate înregistra decât în cazul excepțional când toate prizele s-ar deschide concomitent. Probabilitatea unui asemenea eveniment fiind foarte redusă, nu este rațională dimensionarea rețelei pentru a transporta acest debit.

*Elementele de bază.* Se consideră o rețea de irigație deservind o suprafață de  $S$  hectare și echipată cu  $R$  prize de irigație. Calculul debitului de vârf trebuie să fie efectuat pentru perioada cea mai încărcată a sezonului de irigație. În general, aceasta este luna iulie, cu durata  $T = 720$  ore, putându-se lua însă și perioade mai scurte, de exemplu de 8 zile sau de 24 ore. Este posibil ca în timpul perioadei  $T$ , rețeaua să nu fie utilizată continuu, adică să existe timpi morți în care nu va fi cerut nici un debit.

Se notează cu [43]:  $S$  – suprafața echipată (ha);  $R$  – numărul total de prize;  $T$  – perioada de consum maxim;  $T'$  – timpul de utilizare reală a rețelei (timpul de udare efectiv, care poate să fie 16-24 ore/zi sau 27-28

zile/lună etc.);  $D$  – debitul fictiv continuu corespunzând nevoilor de apă (agricole) în totalitatea perimetrului deservit de rețea, în perioada  $T$ ;  $r = \frac{T'}{T}$  – randa-

mentul utilizării rețelei în timp;  $D' = \frac{D}{r}$  – debitul mediu al rețelei în timpul perioadei de vârf reală  $T'$ ;  $d$  – debitul mediu al unei prize de udare.

Debitul maxim al rețelei putând fi egal cu  $R \cdot d$ , debitul  $Q$  pentru care trebuie să fie calculată rețeaua va fi desigur cuprins între  $D'$  și  $R \cdot d$ ; deci  $D' < Q < R \cdot d$ .

Volumul mediu de apă ce trebuie furnizat de fiecare priză este  $\frac{D' \cdot T'}{R}$ , iar timpul mediu de funcționare a fiecărei prize va fi:

$$t' = \frac{D' \cdot T'}{R \cdot d}$$

Frecvența sau probabilitatea medie de funcționare a fiecărei prize este:

$$p = \frac{t'}{T'} = \frac{D'}{R \cdot d} = \frac{D}{r \cdot R \cdot d} \quad (71)$$

Considerând deci că starea de funcționare sau nefuncționare a unei prize este o variabilă de stare, independentă de celelalte funcționări sau nefuncționări, putem considera o repartiție binomială, pentru care putem scrie că probabilitatea ca  $i$  prize să fie în funcțiune, din cele  $R$  ale rețelei, este:

$$P_{R(i)} = C_R^i \cdot p^i \cdot q^{R-i} \quad (72)$$

Funcția de repartiție a acestei distribuții, adică probabilitatea ca din  $R$  prize cel mult  $N$  prize să fie în funcțiune este dată de relația:

$$P_q(i \leq N) = \sum_{i=0}^N C_R^i \cdot p^i \cdot q^{R-i} = P_q \quad (73)$$

Vom numi această probabilitate  $P_q$  calitatea de funcționare a rețelei. Într-adevăr, cu cât  $N$  este mai mare, cu atât rețeaua este susceptibilă de a satisface cereri mai numeroase. Impunându-se valoarea lui  $P_q$ , s-ar putea determina din (73) (prin încercări) valoarea lui  $N$ . Acest calcul fiind laborios, R. Clément aplică o distribuție limită a distribuției binomiale, distribuția normală (sau distribuția Laplace-Gauss). Astfel, funcția de repartiție se scrie:

$$P_q \left( \frac{N - R \cdot p}{\sqrt{R \cdot p \cdot q}} \leq U \right) = \pi(U) \quad (74)$$

Deoarece în tabelele matematice se poate găsi valoarea lui  $U$ , corespunzând lui  $P_q$ , dată sub forma  $P_q = \pi(U)$ , relația (74) se poate explicita astfel:

$$N = R \cdot p + U(P_q) \sqrt{R \cdot p \cdot q} \quad (75)$$

Deci, debitul de calcul al tronsonului de rețea discutat va fi:

$$Q_c = N \cdot d = R \cdot p \cdot d + U(P_q) \cdot d \cdot \sqrt{R \cdot p \cdot q} \quad (76)$$

Pe baza legii de conservare, prin adunare, a probabilității binomiale și normale se poate scrie că:

$$Q = \sum R_i \cdot p_i \cdot d_i + U(P_q) \sqrt{\sum R_i \cdot p_i \cdot q_i \cdot d_i^2} \quad (77)$$

în care:

$R_i, P_i, d_i$  sunt, respectiv, numărul de prize, probabilitatea medie de funcționare a unei prize și debitele prizelor diferitelor subansamble  $i$  ale întregii rețele, fiecare subansamblu în parte fiind suficient de mare încât să permită aplicarea legilor probabilistice.

Relația (77) permite aplicarea formulei I a cererii (a lui Clément) pentru cazul unor prize cu debite, perioade și frecvențe de udare inegale (diferite).

În cazul în care nu funcționează întreaga rețea  $R$ , ci numai o parte  $R'$  sau anumite condiții duc la  $R'' \neq R$  (diferite printr-un factor  $f$ ), vom folosi următoarele relații pentru debitul de calcul al rețelei, relații deduse tot pe baza proprietăților distribuției binomiale:

$$N' = \rho \cdot R \cdot p + U(P_q) \sqrt{\rho \cdot R \cdot p \cdot q} \quad (78)$$

$$N'' = R \cdot p' + U(P_q) \sqrt{R \cdot p' \cdot q'} \quad (78')$$

în care:

$$\rho = \frac{R'}{R} \text{ și } p' = f \cdot p$$

$f$  – fracțiunea din suprafața udată de o priză sau fracțiunea din volumul de apă distribuit de o priză în perioada  $T$ , față de datele considerate inițial (pentru  $R$  și  $p$ ).

**A doua formulă a cererii.** Procesul real de închidere și deschidere a prizelor de irigație nu corespunde perfect schemei de distribuție binomială, ale cărei legi (relații) s-au aplicat în cadrul formulei I a cererii. Ne apropiem mai bine de realitatea fizică privind acest fenomen ca un proces stohastic<sup>1</sup> de apariții și dispariții [43].

Procese de apariție și dispariție sunt cazuri particulare ale proceselor Markov, procese a căror stare următoare (în momentul  $t + \Delta t$ ) depinde numai de starea sistemului în momentul  $t$ .<sup>2</sup>

Considerăm rețeaua cu  $R$  prize. Probabilitatea ca atunci când rețeaua este în starea  $j$  să apară o nouă cerere este cu atât mai mare cu cât numărul de prize incluse

<sup>1</sup> Un proces stohastic este definit de o variabilă aleatoare, care este funcție de un parametru. Acest parametru ar putea fi considerat timpul  $t$ .

<sup>2</sup> Dacă la un moment dat rețeaua se găsește în starea  $j$  (caracterizată de  $j$  prize în funcțiune), se poate scrie că probabilitatea de trecere în starea  $j+1$  în momentul următor este  $\lambda_{j+1} dt$  cu  $\lambda_j \geq 0$ . Rezultă că

probabilitatea condiționată de apariția unei cereri este  $\frac{\lambda_j}{\lambda_j + \mu_j}$ , iar

probabilitatea de dispariție a unei cereri este  $\frac{\mu_j}{\lambda_j + \mu_j}$ .

este mai mare. Se poate aproxima că această probabilitate este proporțională cu  $(R - j)$ , deci:

$$\lambda_j = \lambda(R - j) \quad (79)$$

Fie la echilibru,  $A$ , numărul de cereri ce se produc în timpul duratei medii de udare  $\theta$  (traficul rețelei).

Astfel,  $a = \frac{A}{R}$  este traficul unei prize.

Fie  $A_1$  numărul mediu de prize deschise în momentul  $t$  și  $a_1 = \frac{A_1}{R}$  debitul scurs printr-o priză.

Folosind notațiile de formula I a cererii putem scrie:

$$a = \frac{D \cdot T \cdot \theta}{R \cdot d \cdot \theta \cdot r \cdot T} = \frac{D}{r \cdot R \cdot d} \quad (80)$$

Probabilitatea  $P_a$  ca o cerere să găsească rețeaua saturată va fi:

$$P_a = \frac{a - a_1}{a} \text{ sau } a_1 = a(1 - P_a) \quad (81)$$

$P_a$  – reprezintă numărul relativ mediu al cererilor refuzate.

Pornind de aici se găsește<sup>1</sup> proporția de timp în care rețeaua este ocupată (și aglomerația de cereri):

$$P_a = \frac{C_{R-1}^N \cdot p^N \cdot p^{R-1-N}}{\sum_{k=0}^N C_{R-1}^N \cdot p^k \cdot q^{R-1-k}} \quad (82)$$

cu:

$$P = \frac{a}{1 + a \cdot P_a} \text{ și } q = 1 - p \quad (83)$$

Fixând  $P_a$ ,  $a$  rezultând din datele de bază ale proiectului, se poate determina prin încercări valoarea lui  $N$ , numărul maxim de prize ce poate fi satisfăcut de rețea.

Deoarece în general  $P_a$  se alege foarte mic (0,01-0,05), se poate scrie:

$$p \approx a = \frac{D}{r \cdot R \cdot d} \quad (83')$$

Pentru ușurarea calculului, considerând că legea binomială este convergentă către o lege normală, se poate scrie:

$$P_a = \frac{1}{\sqrt{(R-1)p \cdot q}} \cdot \frac{\Psi(U')}{\pi(U')} \quad (84)$$

cu

$$U' = \frac{N - (R-1) \cdot p}{\sqrt{(R-1) \cdot p \cdot q}} \quad (85)$$

în care:  $\Psi(U')$  este densitatea de probabilitate a legii normale și  $\pi(U')$  – funcția de repartiție a acestei legi.

Valoarea  $H(U') = \frac{\Psi(U')}{\pi(U')}$  este întăbelată în lu-

crările de calcul probabilistic și statistică matematică.

$$H(U') = \sqrt{(R-1) \cdot p \cdot q \cdot P_a} \quad (86)$$

Rezultă din (84) și (86) pentru  $N$  relația:

$$N = (R-1)p + \frac{U' H(U')}{P_a} \quad (87)$$

Pentru  $R$  suficient de mare s-ar putea aproxima:

$$\begin{cases} N = R_p + \frac{U' H(U')}{P_a} \\ H(U') = \sqrt{R \cdot p \cdot q \cdot P_a} \end{cases} \quad (88)$$

În cazul în care calculul se face pentru un sistem neomogen, vom folosi în relația (88)  $\sum R_i P_i$ , iar pentru calculul lui  $H(U')$  relația:

$$H(U') = \sqrt{\sum R \cdot p \cdot q \cdot P_a}$$

**Aplicarea formulelor cererii.** În calculul debitului prin metoda „la cerere” este necesară folosirea a două elemente:

- perioada de calcul și randamentul de utilizare în timp a rețelei;
- calitatea de funcționare a rețelei.

În privința perioadei de calcul este convenabil a se lua de o lună, deoarece pe o astfel de perioadă există date meteorologice sistematizate; în plus, pentru țara noastră s-au făcut raionări hidromodule, dându-se pentru culturile importante bilanțul lunar al apei în sol cu asigurarea curentă de calcul.

Randamentul de utilizare în timp a rețelei corespunde unui coeficient de siguranță justificat, pentru că cererea nu este uniformă în timpul zilei.

H. Clément și M. Bourla consideră că pentru Franța valoarea acestuia trebuie să fie cât mai apropiată de 1 [1].

Pentru țara noastră, ținând cont că până în prezent, udările prin aspersiune se fac 20 ore/zi, ținând cont de faptul că beneficiarii irigațiilor ar fi influențați de creșterea prețului energiei electrice (de la simplu la dublu) în orele de vârf privind încărcarea rețelelor electrice, considerăm că valoarea  $r = 20/24 = 0,835$  ar fi cea mai potrivită. O scădere a lui  $r$  la 0,75 sau 0,66 duce la o creștere a costului rețelei cu 7%, respectiv 11% față de costul pentru  $r = 1$ .

În privința calității de funcționare a rețelei, se introduce în calcul prin intermediul parametrului  $P_a$  (în formula I a cererii) și  $P_a$  în formula a II-a.

Proiectanții folosesc curent valoarea 95-99% pentru  $P_q$  și 0,01-0,05 pentru  $P_a$ . R. Clément arată că acest parametru depinde de libertatea individuală a fiecărui agricultor de a iriga, libertate ce ar putea fi și ea evaluată printr-un parametru, dar valoarea social-economică a acestui parametru nu poate fi încă calculată.

Studiile privind rețelele de irigație în viitor au și acest lucru în vedere.

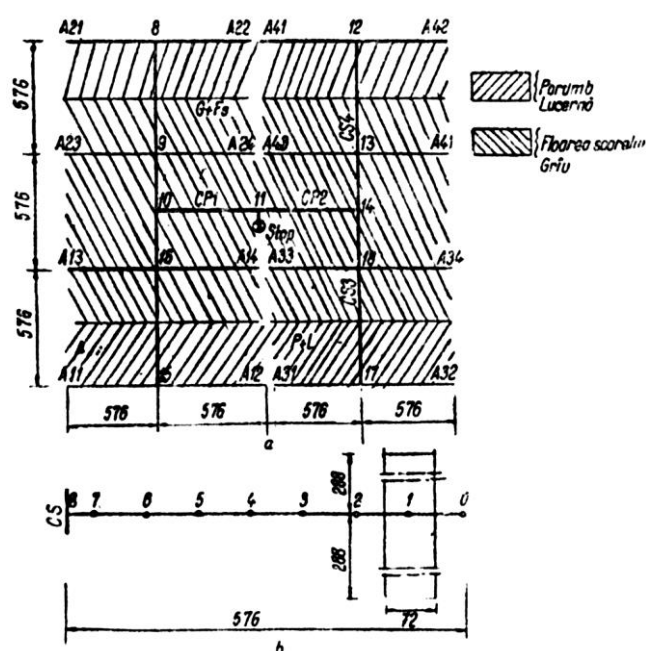
<sup>1</sup> Pe baza formulei lui Erlang.

Formula I a cererii necesită ceva mai puține operații de calcul (mai ales dacă acesta se face la calculator), față de a II-a formulă a cererii.

Rezultatele mai sigure sunt date însă de a II-a formulă a cererii, deoarece folosește un model evident mai apropiat de realitatea fizică.

Comparând rezultatele obținute cu I formulă a cererii, se observă că pentru rețele mici (sau pentru tronsoane aval ale unei rețele) rezultatele sunt asemănătoare cu cele date de a II-a formulă a cererii (evident pentru  $P_a = 1 - P_q$ ). Pentru rețele mai mari (sau pentru tronsoane mai amonte) formula I a cererii dă însă rezultate (comparând cu rezultatele formulei a II-a) corespunzătoare unei calități de funcționare superioare celei cu care am intrat în calcul. De asemenea pentru rețele foarte mici sau pentru capetele aval ale rețelelor, folosirea distribuției limită face ca rezultatele obținute să nu fie aplicabile.

*Exemplu de calcul cu unele concluzii*<sup>1</sup>. În continuare se vor lămurii unele amănunte în calculul rețelor prin metoda Clément, pe baza unui exemplu de calcul. Se vor determina debitele de calcul pentru plotul de irigație din figura 7.178.



**Fig. 7.178.** Schema pentru calculul debitului unui plot de irigație amenajat cu conducte sub presiune:  
a – schema platoului; b – situația pe o antenă.

Pe suprafața respectivă se presupune că este suprapus un asolament pentru care se dau în tabelul 7.22. culturile, suprafețele ocupate de acestea și elementele regimului de irigație din luna de vârf (determinate prin bilanțul umidității solului).

Pentru a dimensiona rețeaua în așa fel încât să asociem debitelor maxime pierderile de sarcină cele mai mari, vom considera o anumită amplasare a culturilor pe teren și care este arătată în figura 7.178.

**Tabelul 7.22.** Asolamentul de pe plotul de irigație

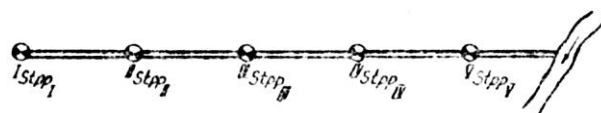
Cultura	Suprafața ocupată (%)	Norma lunară de apă (m <sup>3</sup> /ha)	Debit fictiv continuu (l/s/ha)
Porumb	40	1.800	0,70
Grâu	40	1.000	0,39
Floarea-soarelui	10	1.000	0,39
Lucernă anul II	10	1.800	0,70

După cum se observă, rețeaua este simetrică. Vom considera și o așezare simetrică a suprafețelor cu culturile din asolament, așa cum este dat în tabelul 7.23.

Rezultă că în calcule vom considera sistemul omogen (ca folosință) aval de punctul 9 (și similarele lui 16, 18, 13) și neomogen în amonte (v. fig. 7.177). Vom nota cu indicii 1 elementele corespunzătoare culturilor de porumb și lucerna, iar cu indicii 2 cele corespunzătoare pentru grâu și floarea-soarelui.

Debitul unui hidrant s-a luat de 7,3 l/s. Randalamentul de folosire în timp a rețelei s-a luat  $r = 20/24 = 0,835$ .

Pentru a evidenția diferențele dintre rezultatele obținute cu cele două formule, se calculează în continuare și debitele maxime probabile pe câteva sectoare ale unui canal (fig. 7.179), care deservește stații de punere sub presiune (și sisteme) identice cu Stpp 1.



**Fig. 7.179.** Sector de canal ce deservește 5 stații de punere sub presiune.

Din datele prezentate în tabelul 7.23 rezultă că pentru valori mici ale lui  $R$  schema de distribuție adoptată în formula I (coloanele 9-10) și formula a II-a (col. 11-12) dă valori depărtate de realitate.

Se observă că rezultatele obținute cu formula I sunt mai mari, iar cele obținute cu formula a II-a sunt mai mici decât valorile calculate pe baza relațiilor binomiale.

Se verifică, de asemenea, o afirmație anterioară: rezultatele obținute cu formula I a cererii pentru valori mari ale numărului de prize ( $R$ ) sunt corespunzătoare unor calități de funcționare ale rețelei superioare celei cu care s-a intrat în calcul și este necesar, în acest caz, să se folosească o valoare mai redusă a lui  $P_q$  în prima formulă sau a II-a formulă a cererii.

<sup>1</sup> Asistent inginer Leibu Herii și inginer Popia Adrian.

**Tabelul 7.23.** Calculul debitelor (număr de prize) prin formula I și a II-a a cererii (exemplu pentru cazurile din figurile 7.178 și 7.179)

Tronson	Suprafața deservită (ha)	Numărul de prize	Cultura și numărul de prize afectate		Rezultate obținute prin calcul (număr de prize)								Observații
					Formule de distribuție binomială				Formule cu distribuție normală				
					Variabilă discretă		Variabilă stohastică		Formula I a cererii		Formula a II-a a cererii		
					$P_a = 0,95$	$P_a = 0,99$	$P_a = 0,05$	$P_a = 0,01$	$P_a = 0,095$	$P_a = 0,099$	$P_a = 0,05$	$P_a = 0,01$	
1	2	3	4		5	6	7	8	9	10	11	12	13
0-1	4.14	1	Porumb + lucernă	1	1	1	1	1	1	1	1	1	R – număr de prize P + L – porumb + + lucernă G + F <sub>s</sub> – grâu + + floarea-soarelui
1-2	8.28	2		2	2	2	2	2	2.12	2.6	1.497	1.977	
2-3	12.42	3		3	3	3	3	3	2.76	3.38	2.45	2.55	
3-4	16.56	4		4	3	4	4	4	3.52	4.20	3.13	3.55	
4-5	20.70	5		5	4	5	4	6	4.22	4.98	3.88	4.34	
5-6	24.84	6		6	5	5	5	6	4.86	5.69	4.58	5.1.8	
6-7	29.00	7		7	5	6	6	6	5.51	6.64	5.26	5.86	
7-8	33.10	8		8	6	7	6	7	6.13	7.09	5.94	6.71	
CS	8-0	66.20	16	16					10.89	12.25	11.00	12.40	R – număr de prize P + L – porumb + + lucernă G + F <sub>s</sub> – grâu + + floarea-soarelui
	9-10	132.40	32	P+L R <sub>1</sub> = 16 G+F <sub>s</sub> R <sub>2</sub> = 16					16.35	18.15	16.40	17.20	
CP 10-11		264.80	64	P+L R <sub>1</sub> = 32 G+F <sub>s</sub> R <sub>2</sub> = 32					29.70	32.25	28.90	31.50	
Stpp <sub>1</sub> -Stpp <sub>2</sub>		529.60	128	P+L R <sub>1</sub> = 64 G+F <sub>s</sub> R <sub>2</sub> = 64					41.61	53.53	46.00	51.00	
II-III		1059.20	256	P+L R <sub>1</sub> = 128 G+F <sub>s</sub> R <sub>2</sub> = 128					109.15	114.65	101.00	110.00	
IV-V		2118.40	512	P+L R <sub>1</sub> = 256 G+F <sub>s</sub> R <sub>2</sub> = 256					228.00	236.00	213.00	228.00	
V-VI		2648.00	640	P+L R <sub>1</sub> = 320 G+F <sub>s</sub> R <sub>2</sub> = 320					261.00	269.68	242.00	261.00	

Notă: în chenar sunt valorile pentru care modelul fizic luat în considerație este cel mai apropiat de realitate

### 7.4.3. DETERMINAREA DIAMETRELOR ECONOMICE PE O REȚEA DATĂ

Metodele ce se vor discuta în cele ce urmează, privind calculul diametrelor rețelor de conducte, nu țin cont de felul în care s-au calculat debitele; bineînțeles nu trebuie să existe contradicții între datele problemei.

Metodele prezentate sunt aplicabile rețelor ramificate și pot fi folosite și la rețelele inelare, dacă acestea din urmă se reduc la rețele ramificate.

Se va numi „bornă” sau „nod” un punct de unde se distribuie apă sau unde are loc ramificarea unei conducte în două sau mai multe direcții.

Două borne vor fi unite printr-un „tronson” de

conductă care are unul sau mai multe diametre. Pentru fiecare tronson de conductă se cunosc:

– debitul ce-l transportă într-o anumită ipoteză de calcul;

– seria de diametre standard ( $D^0$ ) posibile a fi utilizate pe tronson și care rezultă din condiția ca viteza apei în conductă să fie cuprinsă între o viteză maximă  $V_{\max}$  admisă de material și o viteză minimă  $V_{\min}$  rezultată din experiența proiectării. Rezultă:

$$D_{\min} \leq D_i \leq D_{\max}$$

în care:

$$\begin{cases} D_{\max} \leq 1,13 \sqrt{\frac{Q}{V_{\min}}} \\ D_{\min} \geq 1,13 \sqrt{\frac{Q}{V_{\max}}} \end{cases} \quad (89)$$

Pentru conducte de un anumit diametru ( $D_i$ ) se cunoaște prețul pe metru liniar,  $c_i^1$  (existența diverselor materiale nu incomodează, deoarece se pot stabili inițial ce materiale vor fi folosite pe fiecare tronson) și pierderea de sarcină pe metru liniar,  $j_i^2$ , pentru debitul cunoscut.

Pentru fiecare bornă se cunoaște cota terenului  $z$  și presiunea disponibilă necesară  $(\bar{p})^3$  și, deci, cota piezometrică minimă necesară  $\bar{Z}$ .

$$\bar{Z} = z + \bar{p} \quad (90)$$

### 7.4.3.1. Metoda programării liniare

**Punerea problemei** este următoarea:

a) Cunoscându-se caracteristicile bornelor ( $z$  și  $\bar{p}$ ) și ale tronsoanelor ( $D_0$ ,  $c_i$  și  $j_i$ ), precum și cota piezometrică în capătul amonte al rețelei ( $Z_R$ ), să se afle diametrele conductelor rețelei, în condiția unor investiții totale minime pe rețea.

b) Cunoscându-se caracteristicile bornelor și ale tronsoanelor rețelei ( $Z_R$  nu se cunoaște), să se afle diametrele conductelor rețelei și cota  $Z_R$ , în condițiile realizării unor cheltuieli totale anuale minime.

Problema *a* se pune în cazul în care: există o sursă de apă cu cota dată  $Z_R$ , se impune înălțimea rezervorului (de compensare și automatizare) sau se impun pompele ce vor fi folosite, se dezvoltă o rețea existentă.

Problema *b* permite, în cazul inexistenței restricțiilor de mai sus, optimizarea ansamblului rețea-stație de pompare (și eventual rezervor).

#### Stabilirea problemei de programare liniară.

Seria de diametre  $D_k^0$  de pe tronsonul  $K$  este formată din  $m_k$  diametre. Se presupune că fiecare tronson  $K$  de lungime  $L_k$  este format din  $m_k$  sectoare, fiecare având câte un diametru  $D_{k,i}$ , aparținând seriei  $D_k^0$  și lungimea  $l_{k,i}$ , cărora le corespund pantele piezometrice  $j_{k,i}$  și prețurile  $c_{k,i}$ . Restricțiile principale ale problemei de programare liniară vor exprima:

1. Relații între cotele piezometrice ale bornelor tronsoanelor:

$$Z_k^{av} + \sum_{i=1}^{M_k} l_{k,i} \cdot j_{k,i} \leq Z_k^{am} \quad (91)$$

2. Relații între lungimile sectoarelor ( $k, i$ ) și ale tronsoanelor:

$$\sum_{i=1}^{m_k} l_{k,i} = L_k \quad (92)$$

$Z_k^{av}$  reprezintă cota piezometrică în borna aval a tronsonului  $K$ .

Pentru bornele limită ale rețelei (borne de la vârfurile rețelei ramificate) se poate scrie:

$$Z_k^{av} = \bar{Z} = z + \bar{p}$$

$Z_k^{am}$  reprezintă cota piezometrică în borna amonte a tronsonului, cunoscută sau necesară să fie aflată.

Alte restricții ale problemei pot fi puse de la caz la caz. Se dau mai jos câteva exemple.

3. Presiunea maximă la stația de pompare să nu depășească o anumită valoare (de exemplu, limita presiunilor pentru care se pot realiza utilaje de pompare sau înălțimile maxime la care se pot executa rezervoarele) sau să fie cuprinsă între anumite intervale.

4. Presiunile maxime în anumite borne să nu depășească o anumită valoare (de exemplu, limita de rezistență a materialului conductei). Obiectivul problemei va corespunde celor două tipuri de probleme enunțate:

$$a) \sum_{k=1}^n \sum_{i=1}^{m_k} C_{k,i} l_{k,i} = \text{minim} \quad (93)$$

$$b) \sum_{k=1}^n \sum_{i=1}^{m_k} C_{k,i} l_{k,i} a_{k,i} + (A + B) H_{sp} = \text{minim} \quad (93')$$

în care:

$n$  este numărul total de sectoare de pe cele  $K$  tronsoane ale rețelei;

$a_{k,i}$  – cota anuală a cheltuielilor anuale de amortismente, întreținere și reparație capitală a rețelei;

$H_{sp}$  – presiunea la stația de pompare;

$AH_{sp}$  – cheltuielile anuale de amortismente, întreținere și reparație capitală la stația de pompare (eventual rezervor). Funcția cheltuielilor anuale de amortisment, întreținere și reparații capitale la stația de pompare nu este întotdeauna o funcție liniară de  $H_{sp}$ . Pe intervale însă, această funcție se poate liniariza. În general se cunoaște intervalul de variație a lui  $H_{sp}$ ; în caz contrar se face o determinare aproximativă a valorii lui  $H_{sp}$ .

$BH_{sp}$  – cheltuielile anuale de energie pentru pomparea apei la cota  $Z_R$ .

**Exploatarea soluției problemei de programare liniară.** Prin rezolvarea problemei de programare liniară arătată, se aleg diametrele ce vor fi folosite pe fiecare tronson și lungimea sectoarelor respective.

Valorile obținute prin calcul se vor rotunji și aranja convenabil pe rețea, pe baza unor condiții ce nu au putut fi luate în considerație în modelul matematic (vezi exemplul).

Sistemul de programare liniară se poate rezolva prin algoritmul Simplex.

Pentru o rețea oricât de simplă, calculul manual este greoi și cu multe posibilități de eroare, din care cauză acest calcul se poate folosi practic numai cu ajutorul calculatorului electronic.

<sup>1</sup>  $c_i$  va include și prețurile armăturilor și ale montajului.

<sup>2</sup>  $j_i$  va include și pierderile de sarcină pe armăturile rețelei.

<sup>3</sup> S-au notat cu  $\bar{x}$  valorile minime și cu  $\bar{x}$  valorile maxime.

### 7.4.3.2. Metoda discontinuii propusă de Y. Labye

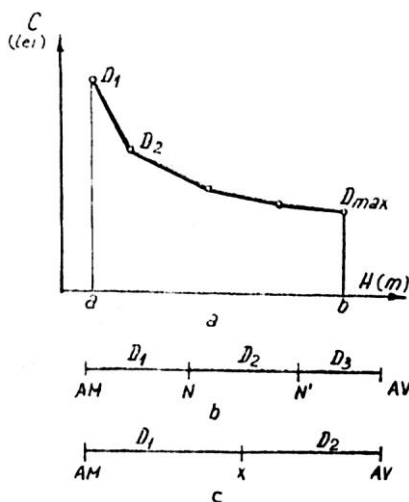
**Punerea problemei** se face exact ca programarea liniară de la punctul *a* (v. paragraful 7.4.3.1).

**Curbele de cost minim al rețelei în raport cu pierderea de sarcină sau cu cota piezometrică în amonte.**

1. *Prețul minim al unui tronson izolat.* Fie un tronson de conductă izolat, pe care pierderea de sarcină (disponibilă) este *H*.

Se va arăta că prețul minim al tronsonului se obține atunci când acesta este format din cel mult două diametre ale seriei  $D^0$ . Acest lucru se poate demonstra prin reducere la absurd.

Se presupune că pe tronson ar fi trei diametre și fie  $N$  și  $N'$  cele două puncte de schimbare a diametrului, de coordonate  $X_N$  și  $X_{N'}$  (7.180, *a*, *b*). Se poate găsi o modificare  $\Delta X_N$  a lui  $X_N$  și  $\Delta X_{N'}$  a lui  $X_{N'}$  astfel ca *H* să rămână constant. Aceasta conduce la o variație a prețului tronsonului cu  $\Delta C$ . Perechea de valori ( $-\Delta X_N$  și  $-\Delta X_{N'}$ ) lasă, de asemenea, neschimbat *H*, antrenând o schimbare a lui *C* cu  $-\Delta C$ . Una din aceste cantități este în mod obligatoriu negativă și va diminua  $C(H)$ , care a fost presupusă minimă, ceea ce este contrar ipotezei.



**Fig. 7.180.** Schiță privind variația costului rețelei în funcție de numărul de diametre ( $D_i$ ) pe tronson: *a* – variația costului cu pierderile de sarcină; *b* – cazul când tronsonul poartă trei diametre; *c* – cazul când tronsonul poartă două diametre limitate de abscisa *X*; *AM*; *AV* – capătul amonte și respectiv aval al tronsonului.

Deci tronsonul are numai două diametre  $D_i$  și  $D_j$ . Presupunând poziția lui *X* variabilă (fig. 7.180, *c*), *C* și *H* variază liniar în raport cu *X*.

Valorile extreme sunt:  $C_i = L \cdot c_i$ ;  $H_i = L \cdot j_i$  și  $C = L \cdot c_j$ ;  $H = L \cdot j_j$ , obținute atunci când tronsonul are numai unul din diametre. Rezultă din aceasta că, prin unirea cu segmente de dreaptă a punctelor de co-

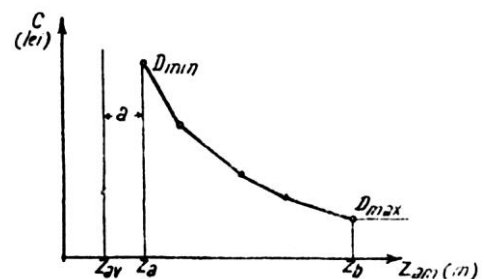
ordonate  $C_i = L \cdot c_i$  și  $H = L \cdot j_j$  se obține curba reprezentând costul minim al rețelei în raport cu *H* (curba din fig. 7.180). Această curbă se zice că este de tip  $C^1$ .

Pentru o valoare a lui *H* dată, cuprinsă între  $H_i$  și  $H_j$ ,  $H_i \leq H \leq H_j$ , rezultă lungimile de diametre *i* și *j* astfel:

$$L_i = \frac{H_j - H}{H_j - H_k} \cdot L \text{ și } L_j = \frac{H - H_i}{H_j - H_k} \cdot L \quad (94)$$

Dacă cota  $Z_{av}$  a tronsonului este dată, curba  $C(Z_{am})$  se obține prin translarea (spre dreapta) pe abscisă (*Z* sau *H*) a curbei  $C(H)$  cu valoarea  $Z_{av}$ .

Diametrele rețelei pot fi determinate pentru valori ale lui  $Z_{am}$  cuprinse între  $Z_a$  și  $Z_b$  (fig. 7.181).



**Fig. 7.181.** Domeniul de existență al curbei  $C = f(Z_{am})$ :  $Z_{av}$  – cota piezometrică aval;  $Z_{am}$  – cota piezometrică amonte; *a* – pierderea de sarcină pentru  $D_{min}$

2. *Prețul minim al unei rețele.* Din aproape în aproape se poate afla prețul unei rețele formate din mai multe tronsoane.

*a)* Fie ansamblul *K* de două sau mai multe tronsoane (sau rețele) având același capăt amonte *R*. Aceste tronsoane (sau rețele) vom spune că sunt legate în paralel (fig. 7.182).

Conform proprietăților curbelor de tip *C* se poate scrie că:

$$C\left(\sum_k C_{R_i}\right) \cdot (Z_R) = \sum_k C_{R_i} (Z_R)^2$$

*6)* Fie acum o rețea  $R_1$  având cel mult *N* tronsoane, a cărei extremitate amonte *M* este extremitatea aval a unui tronson II (fig. 7.182). Fie  $P_1(Z_M)$  prețul minim al lui  $R_1$ , în raport cu  $Z_M$  și  $P_{II}(H)$  prețul minim al tronsonului II în raport cu *H*. Trebuie să aflăm prețul minim  $P_{I+II}(Z')$  cu  $Z' - Z_M = H$ . Cea mai mică valoare a lui  $Z'$  este evident  $Z' = a_1 + a_{II}$  (fig. 7.183, *a*, *b* și *c*).

Prin urmare, curba  $P_{I+II}(z')$  începe din punctul *A'* astfel încât  $O'A' = O_1A_1 + O_2A_2$  (v. figura 7.183).

<sup>1</sup> Se spune că o funcție și curba ce o reprezintă sunt de tip „C”, dacă curba este formată dintr-o serie finită de drepte puse cap la cap și al căror coeficient unghiular negativ scade când *X* crește. Două funcții  $f_1$  și  $f_2$ , care sunt de tip C, conduc la funcția  $f = f_1 + f_2$ , care este tot de tip C.

<sup>2</sup> Costul ansamblului celor *k* rețele pentru  $Z_R$  este egal cu suma costului acelor *k* rețele.

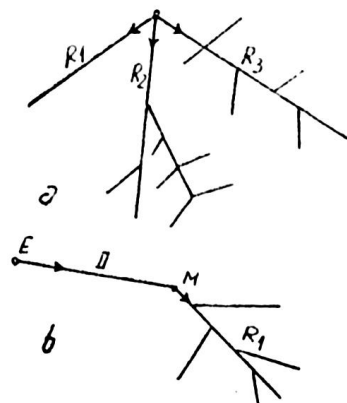


Fig. 7.182. Adunarea în paralel (a) și serie (b).

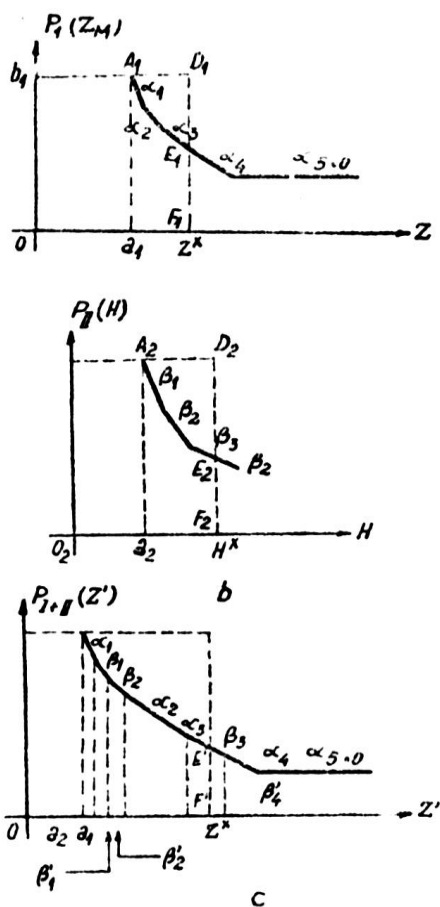


Fig. 7.183. Adunarea în serie.

Fie \$Z\$ o valoare particulară a lui \$Z'\$. Dacă se ia pentru \$H\$ valoarea \$H^\*\$ vom avea:

$$Z = Z^* = Z' - H^* \quad (95)$$

$$P_{1+II}(Z^*, H^*) = P_1(Z^* - H^*) + P_{II}(H^*) \quad (96)$$

$$P_1 = F_1 E_1 = b_1 - D_1 E_1; \quad (97)$$

$$P_{II} = F_2 E_2 = b_2 - D_2 E_2 \quad (98)$$

$$P_{1+II} = E' F' = b' - D' E' \quad (99)$$

de unde:

$$P_{1+II} = b' - (D_1 E_1 + D_2 E_2) = b' - D' E' \quad (99)$$

deci

$$D' E' = D_1 E_1 + D_2 E_2 \quad (100)$$

Se va obține o valoare minimă a lui \$P\_{1+II}\$ dacă \$D\_1 E\_1 + D\_2 E\_2\$ este minim. Pentru aceasta se obține curba \$P\_{1+II}(Z)\$ în felul următor:

Din punctul \$A'\$ se trasează segmentele componente ale celor două curbe \$[P\_1(Z\_M)\$ și \$P\_{II}(H)]\$ în ordinea descrescătoare a valorilor coeficienților unghiulari ale acestora (\$\alpha = \frac{\Delta P}{\Delta Z}\$ și \$\beta = \frac{\Delta P}{\Delta H}\$). În figura 7.183, c,

această ordine este \$\alpha\_1; \beta\_1; \beta\_2; \alpha\_2; \alpha\_3; \beta\_3; \alpha\_4\$. Prin recurență rezultă că această însumare se poate face pe toată rețeaua. Ultima curbă obținută este cea din capătul amonte al întregului plot (de exemplu, la rezervor).

Cunoscând valoarea \$Z\_R\$ se pot obține, după cum s-a arătat la punctul 7.4.3.1, lungimile sectoarelor de anumite diametre pe ultimul tronson (de lângă rezervor). Se află apoi pierderile de sarcină pe acest tronson și apoi cota piezometrică a bornei din aval. Din aproape în aproape se află diametrele tronsoanelor de pe toată rețeaua.

**Aplicarea metodei Labye.** Se poate observa că în acest calcul interesează nu direct valoarea costului rețelei, ci numai pantele segmentelor care compun curbele \$C(H)\$ sau \$C(Z)\$. Mai mult, după fiecare adunare în serie nu interesează decât poziția extremelor segmentelor ultimei curbe adunate (corespunzătoare lui \$P\_{II}(H)\$) și ultima curbă rezultată.

a) *Folosirea manuală.* Pentru utilizarea manuală a metodei se folosesc curbele \$\gamma(H)\$ și \$\gamma(Z\_{am})\$, figura 7.184, care permit un calcul grafic mai expeditiv.

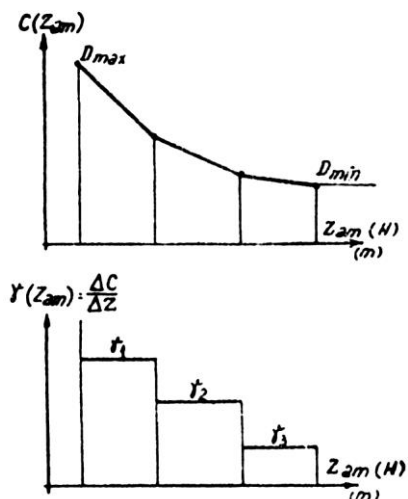


Fig. 7.184. Corespondența curbelor \$C(Z\_{am})\$ sau \$[C(H)]\$ și \$\gamma(Z\_{am})\$ sau \$[\gamma(H)]\$.

Cunoscând costul rețelei pentru un punct \$(Z)\$ se poate reconstrui curba \$C(Z)\$, cunoscând curba \$\gamma(Z)\$. Alte explicații se vor da în cadrul exemplului de calcul.

b) *Folosirea metodei la calculatorul electronic.* Metoda poate fi aplicată pe un calculator de capacitate medie. Un astfel de program a fost realizat de Societa-



tea Canal Provence și urmărește etapele de calcul arătate în prezentarea de mai jos:

– stabilirea seriei de diametre  $D^0$  pe fiecare tronson;

– adunarea în serie și paralel a curbelor  $C(H)$  și  $C(Z)$ ;

– determinarea diametrelor optime pe rețea pentru o presiune dată în capătul amonte al rețelei.

Programul face parte dintr-un ansamblu mai amplu privind dimensionarea rețelei de conducte ramificate.

### 7.4.3.3. Comparație între cele două metode

Rezultatele obținute prin ambele metode sunt identice (deoarece există un singur optimum pentru anumite elemente date).

Timpul necesar pentru calculul rețelei prin metoda Y. Labye este mult mai redus decât prin programare liniară (după cum arată Y. Labye). Însă datorită generalității problemei de programare liniară se pot, în acest caz, introduce restricții care să conțină condiții care nu pot fi luate în considerație la metoda Labye, cum ar fi:

– mai multe situații de debite studiate concomitent (necesare, de exemplu, pentru irigație antigel sau irigație polivalentă în general),

– mai multe intervale de presiuni la borne (necesare, de exemplu, la terenurile în pantă).

**Exemplu de calcul.**<sup>1</sup> Pe rețeaua din figura 7.185 să se stabilească diametrele economice și presiunea optimă la stația de pompare.

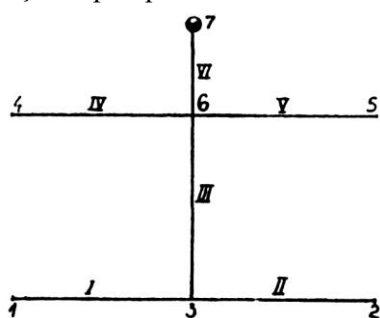


Fig. 7.185. Schița rețelei considerate în exemplul de calcul.

Caracteristicile bornelor sunt următoarele: cota terenului în bornele 1, 2, 4, 5, 7 este de 100 m, iar presiunea disponibilă necesară este 40 mCA ( $\bar{p} = 40$ ).

Caracteristicile tronsoanelor sunt date în tabelul 7.24.

Costul unui metru liniar pentru conductele de azbociment pozate, luat în calcul, este dat în tab. 7.25. Norma anuală de amortizare a investițiilor, întreținere și reparații capitale pentru conducte se va lua 5%.

Tabelul 7.24. Caracteristicile tronsoanelor

Tronson	Lungime (m)	Debit (l/s)
I, II, IV, V	600	30
III	400	60
VI	200	60

Tabelul 7.25. Costul conductelor de azbociment

Dn (mm)	100	150	200	250	300
Preț C (lei/m)	80	130	180	240	300

Stația de pompare funcționează o perioadă  $T = 100$  zile/an cu câte 19 ore/zi.

a) *Rezolvarea prin programare liniară.* Pentru o viteză maximă  $V_{\max} = 3,0$  m/s și cea minimă  $V_{\min} = 0,5$  m/s rezultă următoarea serie de diametre ( $D_n$ ) cu pierderile de sarcină unitară ( $J$ ), cheltuielile anuale de amortismente, întreținere și reparații capitale ( $C_a$ ) (tabel 7.26).

Tabelul 7.26. Caracteristicile seriei de diametre

Tronsoane	Seria de diametre și caracteristicile lor				
I, II, IV, V	Dn (mm)	100	150	200	250
	Ca (lei/m/an)	4,0	6,5	9,0	12,0
	J (m/m)	0,1	0,015	0,004	0,0015
III, VI	Dn (mm)	150	200	250	300
	Ca (lei/m/an)	6,5	9,0	12,0	15,0
	J (m/m)	0,06	0,015	0,005	0,002

Întrucât punctele 1 cu 2 și 4 cu 5 sunt simetrice și au aceeași cotă a terenului, vom scrie în program restricții numai pentru tronsonul I și IV, iar valorile pentru II și V le vom lua în considerație numai în funcția obiectiv.

Cheltuielile la stația de pompare vor fi date de suma cheltuielilor de amortizare și a celor pentru energie. Pentru un debit dat la  $St_{pp}$  (în acest caz 60 l/s), cheltuielile variază numai funcție de presiunea  $H_I$ .

Pentru cheltuielile de amortizare la  $St_{pp}$  au rezultat<sup>2</sup>

$$C_{a\ st} = 2500 + 50H_I \quad (101)$$

și cheltuielile pentru energie:

$$C_e = \frac{\gamma \cdot Q \cdot H}{102 \cdot \eta} T \cdot k$$

unde:  $\gamma$  este greutatea volumetrică a apei;  $\eta$  – randamentul pompării,  $\eta = 0,85$ ;  $T$  – 90 zile/an = 1.700 ore/an;  $k$  – costul energiei –  $k = 0,15$  lei/kWh. Rezultă:

$$C_e = 170 H \quad (102)$$

Sistemul de restricții, funcția obiectiv și rezultatele problemei de programare liniară sunt date în tabelul 7.27.

<sup>1</sup> Asistent inginer Leibu Herii și inginer Popia Adrian.

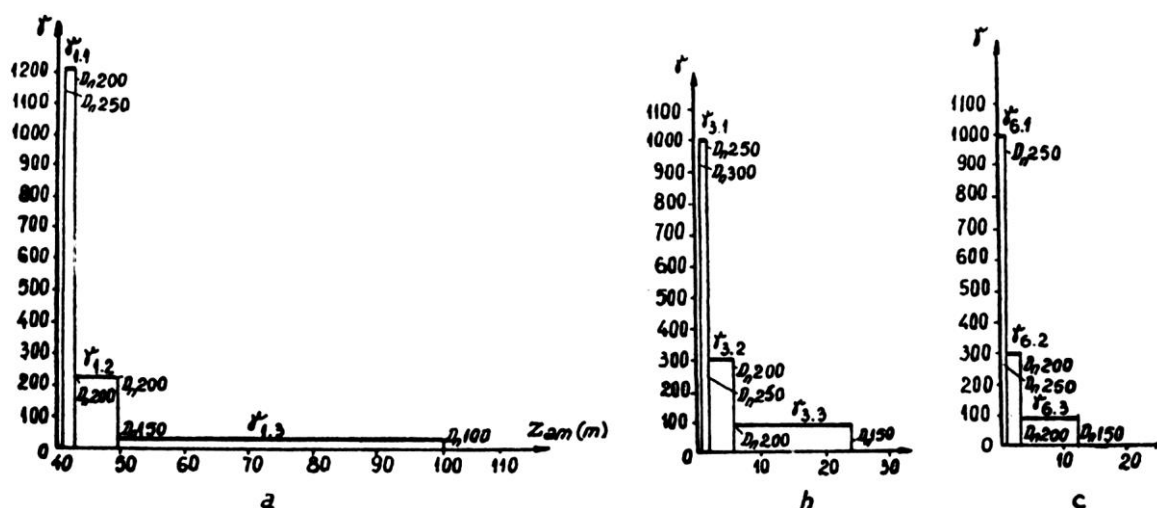
<sup>2</sup> Vezi lucrarea *Irigații și desecări* – V. Blidaru, Editura Didactică și Pedagogică, București 1969, anexa 5.1.

**Tabelul 7.27.** Sistemul de restricții, funcția obiectiv și rezultatele privind dimensionarea rețelei de conducte

Necunoscute	**	$l_{1100}$	$l_{1150}$	$l_{1200}$	$l_{1250}$	$l_{4100}$	$l_{4150}$	$l_{4200}$	$l_{4250}$	$l_{3150}$	$l_{3200}$	$l_{3250}$	$l_{3300}$	$l_{6150}$	$l_{6200}$	$l_{6250}$	$l_{6300}$	$Z_3$	$Z_6$	$Z_7$	Semn	Constantă
Restricții																						
$R_1$		0,10	0,015	0,004	0,0015													-1			$\leq$	-40
$R_2$		1	1	1	1	0,10													-1		$<$	600
$R_3$							0,015	0,004	0,0015												$\leq$	-40
$R_4$						1	1	1	1												$=$	600
$R_5$										0,06	0,015	0,004	0,002					1	-1		$\leq$	0
$R_6$										1	1	1	1								$=$	400
$R_7$														0,06	0,015	0,005	0,002		1	-1	$=$	0
$R_8$														1	1	1	1				$=$	200
Obiectiv		80	130	180	240	80	130	180	240	130	180	240	300	130	180	240	300	0	0	220		minim
Rezultate* (m)		—	600	—	—	70,59	523,41	—	—	—	400	—	—	—	200	—	—	49	55	58	—	—

\* Tronsoanele I, II și IV, V sunt identice

\*\* 11100 – prima cifră (1) reprezintă tronsonul, iar ultimele trei cifre (100) reprezintă diametrul, în mm.

**Fig. 7.186.** Curbele de variație a cheltuielilor anuale ( $C_T$ ) pe tronsoanele rețelei: *a* – tronsoanele I, II, V, VI (sunt identice);*b* – tronsonul III; *c* – tronsonul VI;  $\gamma = \frac{\Delta C_T}{\Delta H}$  sau  $\gamma = \frac{\Delta C_T}{\Delta Z_{am}}$ 

Pentru rezolvare s-a folosit calculatorul FELIX–256 al C.T.C.E. Iași, care are un program de bibliotecă, pentru rezolvarea problemelor de programare liniară, program care admite până la 5.000 de restricții, ceea ce corespunde unei rețele cu circa 2.500 tronsoane (circa 3-4.000 ha).

*b) Rezolvarea prin metoda discontinuă a lui Y. Labye.* Aplicația de mai sus s-a rezolvat și prin metoda discontinuă. În figura 7.186 *a* se dă graficul cheltuielilor anuale maxime (preț amortisment % + reparații capitale % + întreținere curentă) ale rețelei, în raport cu presiunea în capătul amonte ( $Z_{am}$ ) pentru tronsoanele I, II, IV, V (care sunt identice), iar în figura 7.186, *b*, *c* cheltuielile anuale minime pentru tronsoanele III, respectiv VI. Datele necesare pentru întocmirea graficelor sunt date în tabelul 7.28.

$$Z_{am} = Z_{av} + H; \quad Z_{av} = C_i + \bar{p}$$

Cota terenului s-a luat egală cu 0, deoarece toate punctele au aceeași cotă: 100 m. Figura 7.187, *a* prezintă graficul rezultat prin însumarea în paralel a graficelor corespunzătoare tronsoanelor I și II. În figura 7.187, *b* este adunat, la I+II, III în serie. S-au evidențiat (cu linie mai groasă) tronsoanele ce corespund ultimei curbe adunate (III).

Figura 7.187, *c* reprezintă:

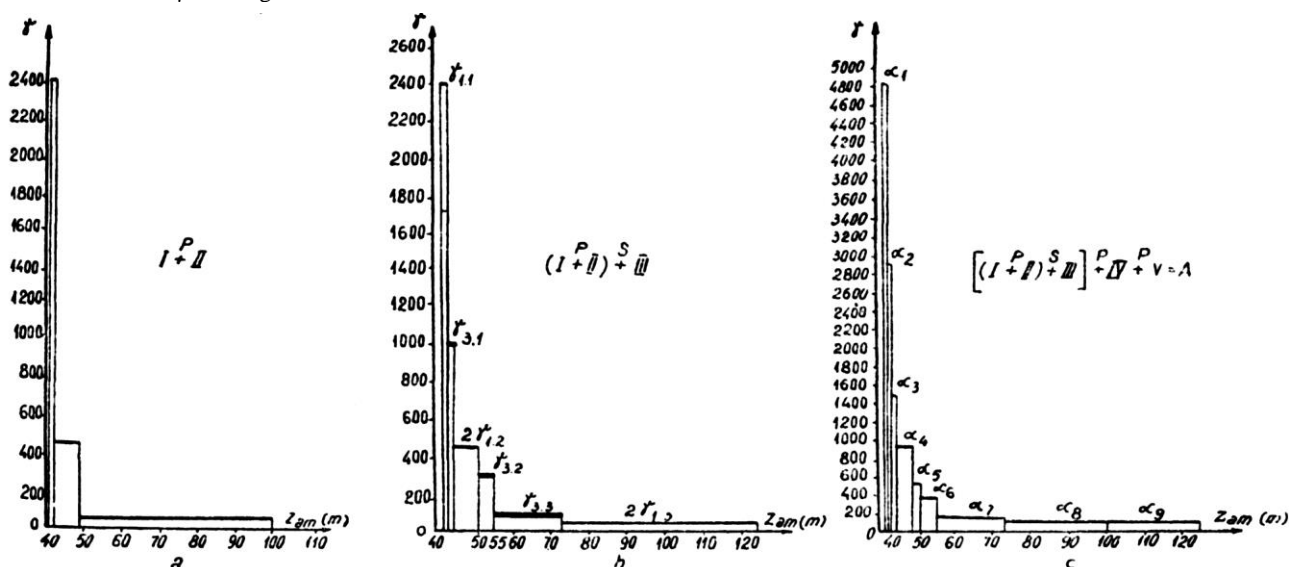
$$\left[ \left( I + II \right)^s + III \right]^p + IV + V = A^1.$$

Figura 7.188 dă graficul  $A + VI$ . Cu linie groasă s-au evidențiat segmentele tronsonului VI.

<sup>1</sup>  $^s$  – adunare în serie;  $^p$  – adunare în paralel.

**Tabelul 7.28.** Elemente de calcul pentru metoda Labye

Tronson	Lungime (L) (m)	Debit (l/s)	Diametre (mm)	$I$ (m/ml)	$H = I \cdot l$ (m)	$Z_{am}$ (m)	Investiții (mii lei)	Cheltuieli anuale (lei)	$\gamma = \frac{\Delta C_T}{\Delta H} *$
I, II, IV, V	600	30	250	0,0015	0,9	40,9	144	7.200	1200
			200	0,004	2,4	42,4	108	5.400	227
			150	0,015	9,0	49	78	3.900	29,1
			100	0,100	60	100	48	2.400	
III	400	60	300	0,002	0,8	—	120	6.000	1000
			250	0,005	2	—	96	4.800	300
			200	0,015	6	—	72	3.600	88,9
			150	0,060	24	—	52	2.600	
VI	200	60	300	0,002	0,4	—	60	3.000	1000
			250	0,005	1	—	48	2.400	300
			200	0,015	3	—	36	1.800	88,9
			150	0,060	12	—	26	1.300	

\* Valorile lui  $\gamma$  sunt negative.**Fig. 7.187.** Etape de calcul grafic al diametrelor prin metoda discontinuă a lui Y. Labye:

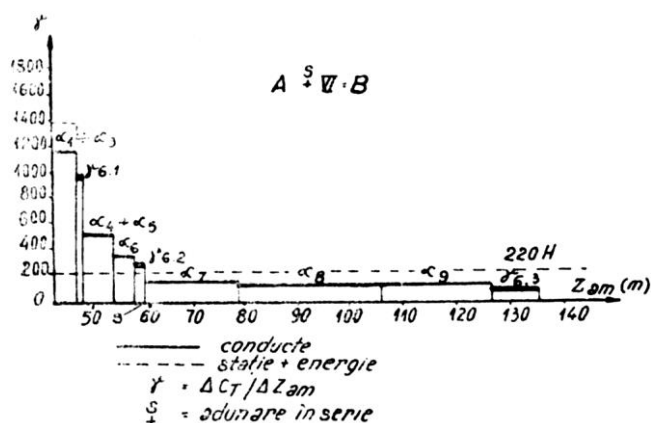
+ – adunare în serie; + – adunare în paralel.

În calcul interesează ultima curbă și abscisele segmentelor corespunzătoare ultimului tronson adunat. De aceea se vede că elementele curbei A nu s-au diferențiat. De exemplu,  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$  și  $\alpha_3$  s-au reprezentat „bloc” la o poziție intermediară lor (pe ordonată). Curba din figura 7.188 reprezintă curba B, relația între prețul minim al rețelei și cota piezometrică la stația de pompare.

Pentru aflarea valorii optime a cotei piezometrice la Stpp s-au adunat în paralel curba B cu curba reprezentând  $\gamma = f(Z_{sp})$  a cheltuielilor la Stpp (amortismente, întreținere și reparații curente, plus cheltuielile de energie), funcție de cota de pompare ( $Z_{sp}$ ).

Curba  $\gamma = f(Z_{sp})$  s-a obținut astfel din curba cheltuielilor anuale la stația de pompare, în funcție de sarcină ( $H$ )  $C(H) = 2.500 + 220 H_{sp}$  și a rezultat:

$$\gamma(Z_{sp}) = +220 \text{ (constantă)}$$

**Fig. 7.188.** Curba de variație a cheltuielilor la Stpp.

Această curbă s-a trasat pe graficul din figura 7.188 (linia punct). Deoarece  $\gamma(Z_{sp})$  este pozitivă, iar restul valorilor negative, segmentele curbei  $\gamma(Z) \neq B$

din dreapta punctului  $s$  (fig. 7.188), corespunzător cotei de 58 m, vor avea valori pozitive (derivata  $\frac{dC(Z)}{dZ}$  își schimbă semnul) și deci punctul  $s$  reprezintă un minimum al funcției  $C(Z)$  (rețea + stație). Cota optimă la Stpp va fi 58 m<sup>1</sup>. Se observă că valoarea  $s$  se găsește între liniile ce reprezintă  $\gamma_{6,2}$  și  $\gamma_{6,3}$ . Diametrul tronsonului VI va fi în acest caz de 200 mm (v. fig. 7.186, c).

Din tabelul 7.28 rezultă că pierderea de sarcină pe 7-6 (tronsonul VI) va fi de 3 m. Deci  $Z_6 = 58 - 3 = 55$  m.

Din graficele reprezentate în figurile 187,  $b$  și 186,  $b$  rezultă pentru  $Z_6 = 55$  m, diametrul optim pe 6-3 (tronson III):  $D_{n\text{ III}} = 200$  mm, iar din tabelul 7.28:  $H_{\text{III}} = 6$  m. Rezultă că:

$$Z_3 = Z_6 - H_{\text{III}} = 55 - 6 = 49 \text{ m}$$

Pe tronsonul IV și V rezultă (din fig. 7.186,  $a$ ) pentru  $Z_6 = 55$  m, diametre de 100 mm și 150 mm, de lungimile calculate mai jos:

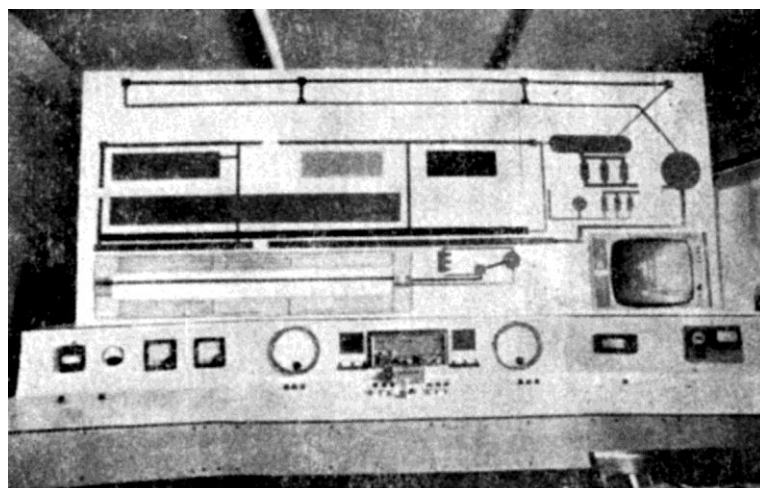
$$L_{D_{n150}} = \frac{Z_{D_{n100}} - Z_6}{Z_{D_{n100}} - Z_{D_{n200}}} = \frac{100 - 55}{100 - 49} 600 = 529 \text{ m}$$

$$L_{D_{n100}} = \frac{Z_{D_{n150}} - Z_6}{Z_{D_{n100}} - Z_6} \cdot L_{IV} = \frac{55 - 49}{100 - 49} 600 = 71 \text{ m}$$

Din graficul din figura 7.186  $a$ , rezultă pentru  $Z_3 = 49$  m, diametrele pe I și II de 100 mm. Se verifică faptul că pentru  $D_{n\text{ II și I}} = 150$  mm, presiunea disponibilă în 1 și 2 este de 40 m H<sub>2</sub>O.

<sup>1</sup> Aceeași valoare se obține prin adunarea în paralel a curbei B, transformată în forma  $C(Z_{am})$ , cu  $C(H) = 2.500 + 220 H_{sp}$ .

Tabloul de telecontrol și telecomandă,  
cu televiziune în circuit închis.  
Laboratorul de irigații și drenaje al  
Institutului Politehnic „Gh. Asachi” Iași.



## Capitolul 8

# AUTOMATIZAREA PROCESELOR DE IRIGARE – UDARE LA NIVELUL PARCELELOR ȘI AL SECTOARELOR DE UDARE

## 8.1. GENERALITĂȚI. SCHEME GENERALE DE AUTOMATIZARE

Obținerea de recolte sporite la prețuri reduse, economisirea forței de muncă, utilizarea rațională a apei și a solului sunt probleme cu care este confruntată agricultura modernă și la care automatizarea își poate aduce contribuția sa importantă.

Prin *automatizare* se introduc în practică principiile automatizării, prin intermediul cărora conducerea proceselor tehnice poate fi realizată fără intervenția directă a omului.

Automatizarea proceselor de irigare-udare reclamă o strânsă legătură cu rețelele de irigare, care trebuie să fie capabile să furnizeze apa la „cerere” sau după „program”. Dezvoltarea și introducerea în irigații a echipamentelor electronice, care prezintă numeroase avantaje (rezistență mare în timp, funcționare în timp practic nelimitată, siguranță în exploatare, precizie mare, viteză de prelucrare și comandă mare, consum foarte redus de energie), constituie o preocupare actuală a mai multor țări, în care automatizarea a început să pătrundă la nivelul metodelor de irigare și de udare (de exemplu, Franța, S.U.A., fosta Uniune Sovietică, Bulgaria, Cehia, Slovacia, Israel, Italia ș.a.). La noi în țară automatizarea la nivelul sectoarelor de irigat a început să devină o realitate (S.I. Sadova – Corabia, Călmățui – Olt, ca și într-o serie de laboratoare și câmpuri experimentale).

Automatizarea proceselor de irigare – udare trebuie să asigure următoarele trei acțiuni: *decizia când se irigă, cantitatea de apă necesară pentru culturi, dirijarea și controlul cantității de apă folosită.*

### 8.1.1. SCHEMA INFORMATICĂ A PROCESULUI DE AUTOMATIZARE

Drumul pe care-l urmează evoluția automatizării, din punct de vedere al informațiilor cuprinse în sistem, trecând prin cele două faze (I și II), este jalonat în schema din figura 3.1 [1, 5, 25].

Prima fază este de colectare a datelor, care cuprinde existența: controlului cantitativ (1), controlului presiunii (2), controlului întreruperii planului (4). Toate acestea determină existența programului de control (3), care împreună cu programarea (5), cu măsurarea, teleghidarea și expunerea (6) acționează asupra reprogramării (9) și a controlului hidraulic (11). Reprogramarea (9), controlul hidraulic (11), împreună cu controlul de la distanță (7), formează automatizarea faza I (10). Treccrea de la automatizarea faza I (10) la automatizarea faza II (13) se face prin adăugarea măsurătorii (12) și a criteriului (14). Această evoluție a automatizării nu este un proces rigid cum se reprezintă în schema din fig. 8.1, ci poate îmbrăca diferite forme, sub diferite variante de combinare a treptelor expuse. Totuși, din punct de vedere informațional, drumul pe care automatizarea trebuie să-l parcurgă este cel din figura 8.1 [1, 5].

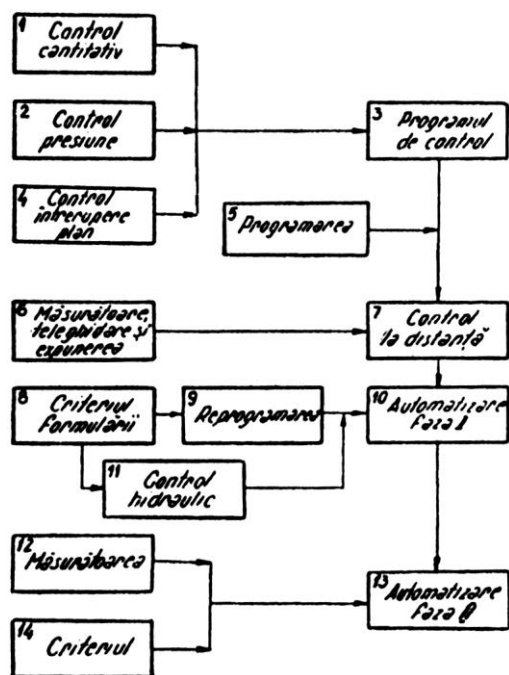


Fig. 8.1. Schema informatică a procesului de automatizare [1, 5].

### 8.1.2. SCHEMA-BLOC A COMPONENTELOR COMPLEXULUI DE MIJLOACE TEHNICE DINTR-UN SISTEM DE AUTOMATIZARE

Într-un sistem de automatizare, complexul mijloacelor tehnice se grupează în: sistemul de telemăsură, sistemul de telecomandă, sistemul de telesemnalizare și sistemul de telereglaj. La aceste sisteme și instalații funcționale (care formează telemecanica), sistemul automatizat mai cuprinde instalațiile de legătură și instalațiile automatizării locale. Toate sistemele, instalațiile și blocurile componente se elaborează în conformitate cu Sistemul universal de reglaj (S.U.R.).

La noi în țară se produc în serie elemente de automatizare care interesează în problema de față, ca sisteme unificate electronice pentru reglarea acționărilor electrice, alte sisteme unificate electronice, sistemul unificat de telemecanică etc.

Cerințele S.U.R. sunt următoarele (Conferința internațională pentru automatizare, Geneva, 1967) [25]:

- elaborarea mijloacelor tehnice în mod unitar (după aceleași principii), pentru fiecare ramură în care se folosește aparatura;
- toate mijloacele tehnice să lucreze cu semnal unificat standard (2-10 mAcc, 0-10 Vcc etc.);
- încadrarea mijloacelor tehnice elaborate în condițiile specifice impuse de standardele țării în care se aplică;

– respectarea condițiilor tehnice impuse de locul de folosire al aparaturii;

– folosirea cât mai largă a blocurilor electronice;

– posibilitatea interschimbării blocurilor datorită proiectării pentru mai multe variante de funcționare.

Funcțiile pe care trebuie să le asigure mijloacele tehnice dintr-un sistem de automatizare sunt:

– măsurarea parametrilor tehnologici (nivel apă, debite, poziție vană, grad umiditate, prag temperatură etc.) la nivelul necesar de exactitate;

– semnalizarea activă de avarie în sistem;

– controlul și comanda obiectivelor bipoziționale (cuplat – decuplat, ridicat – coborât, închis – deschis etc.);

– comanda obiectivelor multipoziționale (mai mult – mai puțin, ridicare – coborâre – stop etc.);

– comanda directă a obiectivelor sau comanda prin emisie de impulsuri la instalațiile automatizării locale;

– reprezentarea parametrilor la postul dispecer sub formă de cifre, impulsuri etc.;

– înregistrarea parametrilor măsurăți;

– reglarea automată a parametrilor prin instalațiile automatizării locale;

– conlucrarea, când este cazul, cu mașinile de calcul.

Instalațiile și blocurile componente ale sistemului automatizat se pot clasifica, după condițiile de lucru și locul de amplasare, astfel: aparatură amplasată la punctul dispecer, aparatură amplasată la punctele de execuție, aparatură intermediară între postul dispecer și punctele de execuție.

Alimentarea cu energie electrică se face din două surse: la postul dispecer de la rețeaua de 220 V (frecvența de 50 Hz), cu oscilații de  $\pm 5-15\%$ , iar la aparatura de la punctele de execuție prin fir de legătură cu postul dispecer sau din surse locale (microcentrale, generatoare etc.).

În fig. 8.2 se dă [2] schema funcțională a unui sistem automatizat.

Respectarea cerințelor S.U.R. conduce la o serie de avantaje:

– proiectarea se rezumă la alegerea unor blocuri electronice funcționale gata fabricate, eliminându-se etapa de proiectare constructivă a blocurilor, operație grea și de strictă specialitate;

– fabricarea acestor blocuri este asigurată în producție de serie, iar funcționarea acestora este teoretic nelimitată;

– consumul de energie electrică (pentru funcționarea blocurilor) este foarte redus, iar precizia aparaturii este superioară altor tipuri de elemente de automatizare (aproximativ 1%).

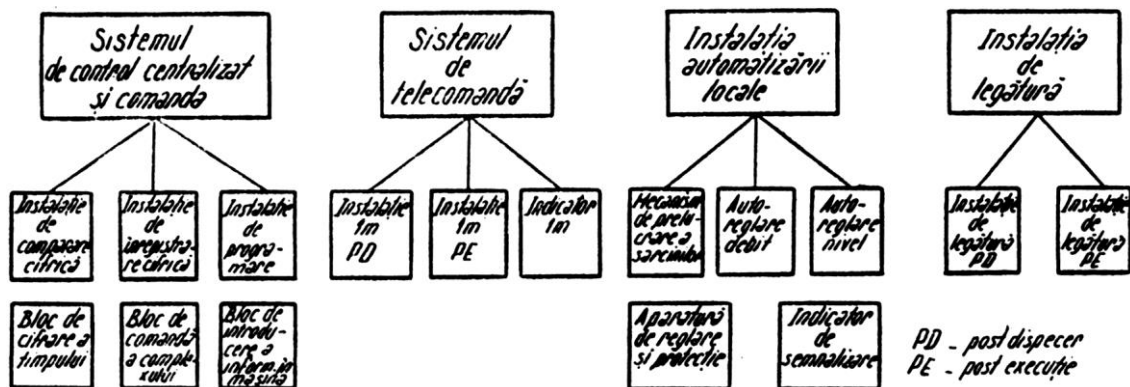


Fig. 8.2. Schema funcțională a complexului mijloacelor pentru controlul centralizat și comandă a sistemelor automatizate [2].

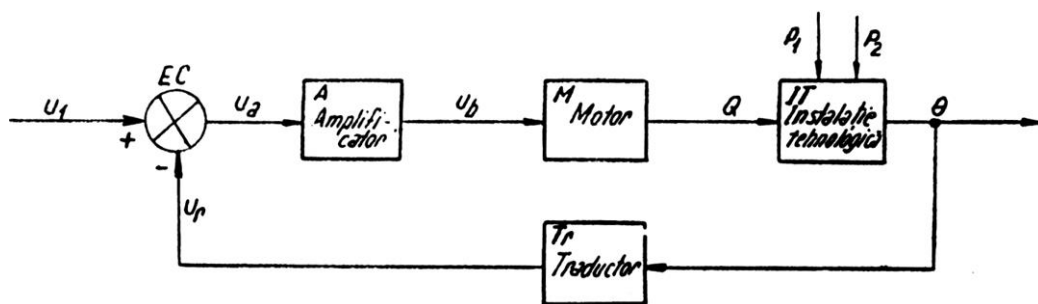


Fig. 8.3. Schema de elemente a unui sistem automatizat [3]: EC – element de comparație; Q – debit modifica; θ – temperatură;  $P_1, P_2$  – perturbări;  $U_1$  – mărime de intrare;  $U_a$  – tensiune de ieșire din EC;  $U_b$  – tensiune de ieșire din A;  $U_r$  – tensiune de reacție.

### 8.1.3. SCHEME DE ELEMENTE PENTRU AUTOMATIZARE

Automatica folosește scheme de montaj și scheme de elemente (scheme funcționale, scheme bloc). În schemele de elemente, fiecare element (parte componentă care îndeplinește o funcție independentă: traductor, amplificator, element de execuție, regulator automat etc.) se reprezintă, de regulă, printr-un dreptunghi, cu excepția unora care se reprezintă prin cercuri (de exemplu, elementele de comparație din sistemul de reglare automată). Semnalele (purătorul material al informației) transmise de elemente se reprezintă prin săgeți.

Conform acestor notații, schema de elemente a unui sistem automat (S.A.), are structura din fig. 8.3 [3].

În acest exemplu (schema din fig. 8.3), temperatura  $\theta$  (mărimea de ieșire a S.A.) este reglată automat, în funcție de valorile tensiunii  $U_1$  (mărimea de intrare în S.A.). Temperatura  $\theta$  este convertită (prin intermediul traductorului  $T_r$ ) în tensiunea de reacție  $U_r$ ; legătura stabilită de la ieșirea la intrarea sistemului, numită *reacție principală*, este caracteristică pentru S.A. În elementul de comparație EC se efectuează diferența între tensiunea de intrare  $U_1$  și tensiunea de reacție  $U_r$ , prin conectarea în opoziție a acestor tensiuni continue, rezultând la ieșirea elementului de comparație tensiunea  $U_a$ ;  $U_a = U_1 - U_r$  aplicată amplificatorului A (mărimile notate cu litere mici sunt funcții de timp, conform STAS 6019-62). Tensiunea  $U_b$  aplicată la ieșirea acestui amplificator este aplicată motorului M care

modifică debitul  $Q$  și deci temperatura  $\theta$ .

În schemele de elemente pentru automatizare se diferențiază:

- schemele de automatizare pentru colectarea datelor;
- scheme de automatizare pentru prelucrarea și interpretarea datelor colectate;
- schemele de automatizare pentru comenzi în sistem;
- scheme de automatizare pentru control în sistem.

**Scheme de automatizare pentru colectarea datelor.** Colectarea datelor într-o schemă de automatizare se realizează prin intermediul circuitului de telemăsură (măsurători de la distanță), format din: traductor, emițător de telemăsură, linia de transmitere a telemăsurii și receptorul de telemăsură (fig. 8.4).

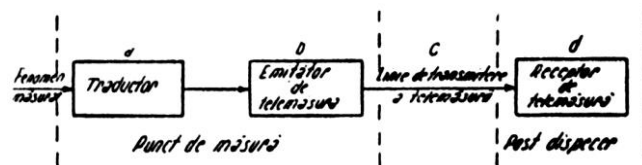


Fig. 8.4. Schema generală a unui circuit de telemăsură.

a. Traductorul este aparatul care transformă fenomenul măsurat (umiditate, presiune, concentrație etc.) într-o mărime oarecare (lungime, rezistență electrică, semnal unificat etc.). Traductorul poate fi: un manometru, un tensiometru etc.

b. Emițătorul de telemăsură are rolul de a asigura trecerea semnalului (măsurat) de la traductor la recep-

torul de telemăsură. Emițătorul poate fi: un releu, un amplificator, un emițător radio etc.

c. Linia de transmitere a telemăsurii are rolul de a asigura transportul semnalului măsurat, la receptorul de telemăsură. Linia de telemăsură poate fi: un conductor metalic, unde radio, care prezintă avantajul nematerializării în teren etc.

d. Receptorul de telemăsură este aparatul care înregistrează măsurătoarea executată de traductor. Receptorul transformă semnalul de la un traductor în date necesare pentru sistemul de telecomandă. Receptorul poate fi: releu, receptor radio, miliampermetru etc.

**Scheme de automatizare pentru prelucrarea și interpretarea datelor colectate.** Aceste scheme sunt destul de complicate, bazându-se pe existența calculatoarelor electronice: calculatoare numerice, calculatoare analoage și combinații între acestea două.

Calculatorul numeric, pe baza unor date recoltate, poate emite o serie de rezultate, sub formă de cifre, cu care se poate trasa un program de funcționare al sistemului. Folosirea calculatorului este limitată pentru procesele care se desfășoară în timp, întrucât acesta (calculatorul) efectuează toate operațiile fără a ține cont de factorul timp.

În figura 8.5 se indică fluxul informațiilor într-un calculator electronic numeric [4].

Calculatorul electronic analogic este un ansamblu de blocuri electronice, care au rolul de a compara mărimea măsurată, cu ajutorul sistemului de telemăsură, cu o mărime de referință (etalon), care este generată de un bloc al calculatorului. Blocurile funcționale ale calculatorului analogic sunt: blocul de generare a mărimei de referință, blocul de transformare a mărimei introduse în calculator, în aceeași unitate de măsură cu mărimea de referință, blocul de comparare a diferențe-

lor între mărimile introduse și mărimea etalon, blocul de imprimare a rezultatelor.

Calculatorul analogic ținând cont de factorul timp în exprimarea rezultatelor, are mare avantaj, făcându-l utilizabil la scheme aplicate în practică.

**Scheme de automatizare pentru comenzi în sistem.** Prin comandă se urmărește schimbarea parametrilor unui aparat, în așa fel ca acesta să poată modifica fenomenul măsurat de către traductorul din circuitul de telemăsură. Telecomanda este realizarea acestor comenzi de la distanță. Atât elementul comandat, cât și traductorul se găsesc amplasate în așa numitul „punct de măsură” (punctul în care se realizează măsurătorile). Telecomanda se poate realiza printr-o serie de procedee, ca: telecomanda prin cablu electric, telecomanda prin unde radio (selecția în frecvență), telecomanda cu ajutorul selectorului „pas cu pas”.

În funcție de condițiile existente de automatizare se aplică și variantele de telecomandă.

Blocul comandat poate fi: un releu, un aparat, un dispozitiv etc.

**Scheme de automatizare pentru control în sistem.** Controlul sistemului automatizat se realizează de la distanță, cu ajutorul circuitelor de telecontrol (telesemnalizare), care au o alcătuire similară cu a circuitelor de telemăsură. Deosebirea între acestea constă în mărimea pe care o măsoară fiecare. Circuitul de telecontrol măsoară mărimi care se găsesc în cadrul sistemului de automatizare, pe când circuitul de telemăsură măsoară mărimi ce se găsesc în afara acestuia.

Pe lângă rolul de a măsura, circuitul de telecontrol trebuie să poată semnaliza aceste măsurători.

În figura 8.6 se prezintă schema generală a automatizării, pe elementele componente [25].

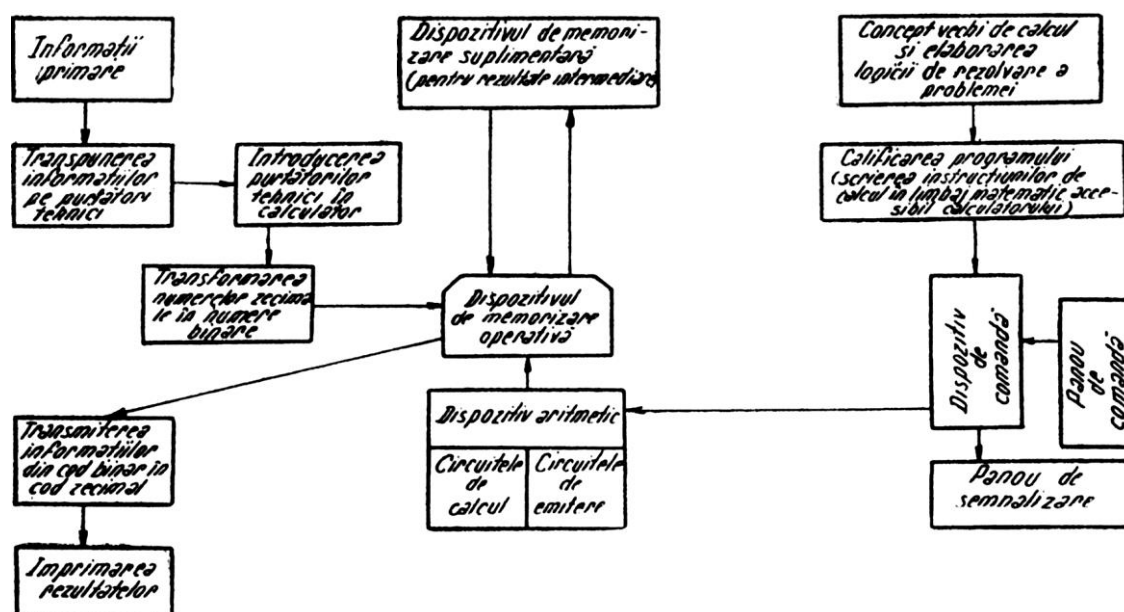


Fig. 8.5. Fluxul informațiilor într-un calculator numeric [4].



## 8.2. SCHEME DE AUTOMATIZARE APLICATE ÎN IRIGAȚII LA NIVELUL SECTOARELOR DE IRIGAT

Automatizarea în procesul de irigare complex (umectare, antigel, fertilizare, colorare, anticriptogamic, desalinizare, stimulare ș.a.), asigură măsurarea parametrilor urmăriți (umiditatea, temperatura, concentrația soluției din sol, concentrația sucului celular ș.a.), precum și întregul proces de *prelucrare* a datelor, de *comandă și control*, în scopul realizării udărilor la parametrii necesari și optimi (tehnic și economic).

Procesul de automatizare este în plină dezvoltare în tehnica irigației în scop de umectare și de protecție antigel. Aceste două domenii vor fi abordate cu prioritate în această lucrare.

Criteriile sau indicii care sunt luați în considerare la declanșarea udărilor sunt numeroși, iar schemele de automatizare și aparatele de colectare și prelucrare a datelor sunt adecvate acestor criterii. Se pot lua în considerare pentru automatizare: fazele de vegetație ale plantelor, conținutul de umiditate din sol, forța de sucțiune a solului, indicii fiziologici ai plantelor cultivate, consumul de apă al plantelor, temperatura atmosferică și plafonul la care trebuie menținută ș.a.

Automatizarea proceselor de irigare constă în menținerea sau asigurarea plafonului de umiditate necesar sau dorit pentru udări, plafonului de temperatură necesar în scop antigel etc., prin intermediul sistemului de irigație, care este dirijat cu ajutorul aparaturii cuprinsă în schemele de automatizare. În acest caz, sistemul de distribuție a apei pe teren este de tip permanent (conductele cu instalațiile aferente nu se transportă de la un sector de udare la altul).

În procesul de irigare colaborează mai multe unități funcționale, care pot fi automatizate în comun sau independent, putând conduce astfel la mai multe grade de automatizare. Automatizarea integrală în irigații nu este încă rezolvată, datorită pe de o parte complexității problemei și pe de altă parte costului ridicat. Dacă la nivelul schemelor hidrotehnice s-au făcut progrese mai mari (de exemplu Canal Provence sau S.I. Sadova – Corabia, Terasa Călmățui – Olt ș.a.), la nivelul sectoarelor și a parcelelor, unde se înfăptuiește procesul de udare, automatizarea este la început, fiind reținută la anumite trepte (de exemplu măsurarea umidității în sol).

Procesul de irigație se descompune [5] într-un număr de activități care se disting prin scopul urmărit, cuprinzând treptele și acțiunile din figura 8.7 [5]. Cifrele 1 – 7 indică corespondența activităților. Astfel 1 (suprafața irigată) se referă la factorii de umiditate a solului, condițiile de cultivare, temperatură, umiditate relativă etc. Situația suprafeței de irigat (exprimată prin factori ca cei de mai sus) este măsurată în 2 (domeniul de măsurat), care transmite informațiile la 3 (unitatea de evaluare și decizie) și la 4 (unitatea de criteriu de decizie). Unitatea 4 (criteriul de decizie) primește și informațiile exterioare – străine (5), ca: prețul pieții, forța de muncă disponibilă, cantitatea totală de apă alocată sistemului, situația sursei de apă (debite și volume disponibile, presiuni, calitatea apei) etc. și pe baza tuturor informațiilor existente (puse la îndemână), indică unității 3 (de decizie și evaluare) criteriul ales al operațiilor de irigație în câmp și pe ce se bazează acesta. Un criteriu tipic de decizie indică, de exemplu, care culturi vor fi preferate în suprafața irigabilă, în eventualitatea că nu există suficientă apă pentru a se alimenta (iriga) într-o anumită perioadă întreaga suprafață.

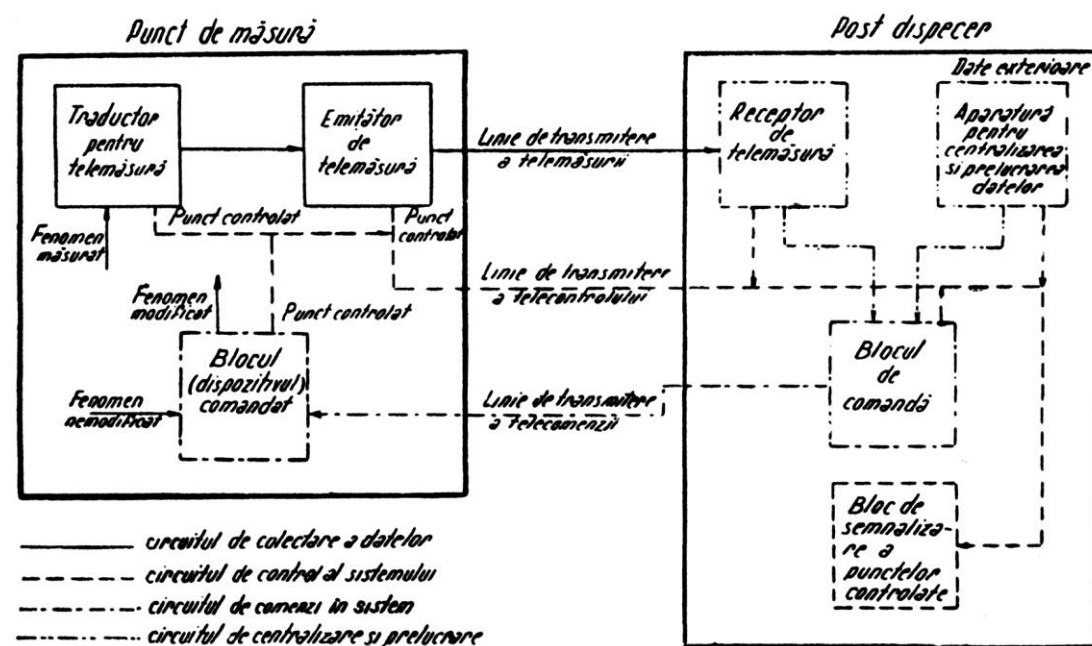


Fig. 8.6. Schema generală simplificată, pe circuite funcționale, a unei automatizări.

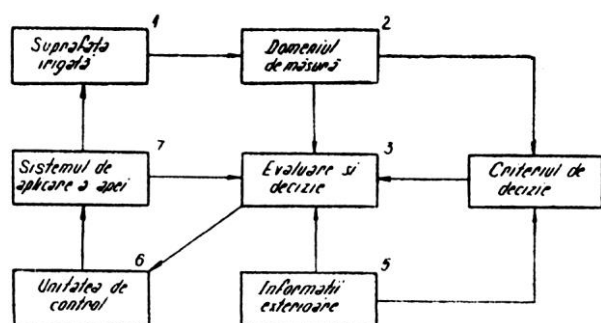


Fig. 8.7. Schema descompunerii activității procesului de irigare [5].

Unitatea 3 (de evaluare și decizie) este „creierul” sistemului [5]. Pe baza tuturor informațiilor primite, unitatea 3 trebuie să decidă care este cel mai bun sistem de lucru în comenzi de decizie pentru irigarea suprafeței.

Următoarea treaptă în proces este unitatea de control (6), care este responsabilă pentru traducerea (translarea) deciziei de evaluare și unitatea de decizie în acțiune, prin sistemul de aplicare a apei (7). Aceasta (7) administrează apa în câmp, în conformitate cu deciziile de evaluare și unitatea de decizie.

În concordanță cu condițiile naturale, tehnice și economico-organizatorice, unitatea (3) de evaluare și decizie comandă unitatea (7), prin care se modifică starea de umiditate a solului, precum și condițiile micro-climatice. Noile situații (informații), apărute după udare și măsurate prin unitatea (2) sunt trecute în sistemul de evaluare și decizie (3), procesul devenind ciclic.

Activitățile menționate în figura 8.7 sunt supuse, în prezent, unor diferite grade de automatizare.

Sistemul de măsură (2) a caracteristicilor suprafeței de irigat (1) se poate realiza prin procedee diferite:

- personalul de exploatare a terenului poate constata direct vizual starea culturilor sau poate măsura direct umiditatea solului;
- printr-o rețea de tensiometre sau de instrumente meteorologice instalate în teren (1) se poate stabili umiditatea solului, a atmosferei ca și alte caracteristici.

Transferul acestor informații, la locatorul central, pentru a se stabili evaluarea și decizia (3) se poate face:

- direct – manual, personalul de teren citind și transmițând (direct) informațiile;
- automat, cu ajutorul conexiunilor electrice dintre instrumentele de măsură și teren;
- alternativ, prin radio-telemetrie.

Evaluarea și decizia (3) pot fi luate: direct de personalul de exploatare, pe baza informațiilor, a experienței și a unor calcule prin care urmărește să evalueze consecințele diferitelor acțiuni, iar stabilirea funcției de a decide poate fi efectuată total de un calculator.

Unitatea de control (6) și sistemul de aplicare (7) pot funcționa în diferite grade de perfecționare și automatizare, ca:

- personalul de exploatare îndeplinește direct deciziile pe care le-a luat, sau cele făcute de calculator, mergând pe câmp unde deschide sau închide prizele, vanele necesare;

- la un grad mai perfecționat, personalul de exploatare va stabili diferite mijloace de sincronizare pentru deschiderea sau închiderea diferitelor sectoare ale sistemului, la timpuri prestabilite sau pentru volume preselectate de apă;

- la un grad mai înalt de control automat este adoptat controlul telecomandat (fig. 8.8), când nu se mai merge pe teren pentru aplicarea deciziilor operaționale pentru controlul utilajelor, pentru închiderea și deschiderea prizelor etc., ci se va efectua acest control de la o cameră centrală de control legată de câmp prin circuite electrice, radio sau televizor (v. capitolul 7. „S.I. anfonșabil”).

- la un grad înalt de automatizare, sistemul de aplicare (7) este conectat direct pentru calcularea evaluărilor și a sistemelor de măsură, iar deciziile se materializează în câmp fără intervenția personalului de exploatare.

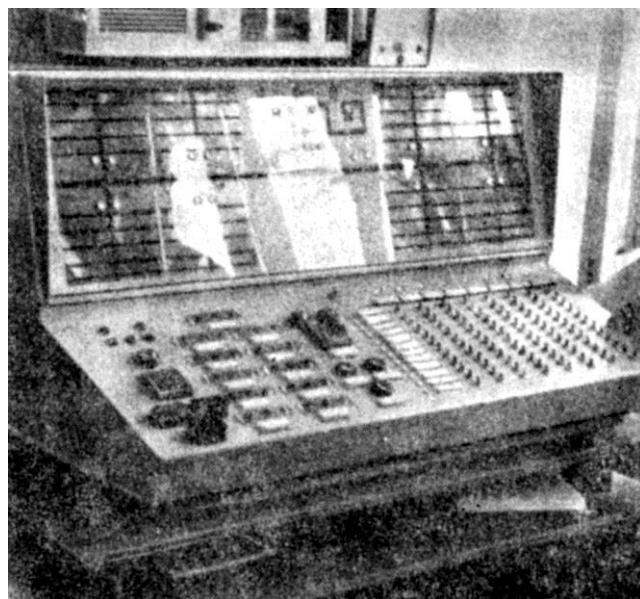


Fig. 8.8. Unitatea de telecontrol și telecomandă a deciziilor operaționale pe parcelele irigate (aspersiune în sistem anfonșabil) din S.I. Welcome, Bulgaria (foto autor).

Sistemul de aplicare a apei (7) este supus diferitelor grade de automatizare:

- în situația inițială, rudimentară, apa se distribuie de către udători prin diverse mijloace: cu sapa pe brazde, cu furtunul și stropitoarea la plante;

- la un grad tehnic mai avansat se folosesc: sifoane și conducte (rigide și flexibile) pentru distribuția apei pe brazde, instalații și agregate de aspersiune ș.a.;

– la un grad tehnic și de automatizare mai avansat se folosesc sistemele sub presiune (fixe) cu funcționare automată (la „cerere” sau după „program”), comenzile fiind de asemenea de grade diferite de automatizare, ca, de exemplu, dispozitivele tip „Flow-Thru”. În acest caz, sistemul de irigație este de tip fix, cu posibilități de funcționare permanentă.

Cele prezentate arată că sunt posibile diferite grade de automatizare pentru întregul sistem sau pentru diferitele unități (v. fig. 8.7) și se pot diferenția trei feluri principale de automatizare [5], care reflectă importanța acordată unităților 3 (evaluarea și unitatea deciziei) și 4 (criteriului de decizie la procesul de irigare). Aspectele legate de instalații, utilaje, aparate pentru irigat în cele trei tipuri de automatizare în irigații nefiind specifice, nu constituie criterii de automatizare.

Este important însă faptul că în toate cazurile sistemul de irigație este fix, permanent.

**Tipul I – Irigația preprogramată.** Udările se aplică automat, după un program de irigare predeterminat, de exemplu cu câteva zile înainte. Determinarea programului de irigație și așezarea echipamentului pentru funcționare pot fi sau nu automate.

**Tipul II – Automatizarea prin telecomandă.** Întregul control al sistemului de aplicare a apei (7) este coordonat de un locator central, unde deciziile de efectuare a udărilor sunt date de un calculator electronic sau de un operator. Aceste decizii se bazează pe o serie de informații (despre starea sistemului) primite în unitatea de control. În cazul în care controlul dă decizii ajutoare, acestea nu se efectuează automat, ci trebuie aprobate de către operator. Controlul telecomandat poate fi combinat cu irigația preprogramată, de exemplu dacă se dă din unitatea de control timpul când să se deschidă o anumită vană și timpul când trebuie să se închidă, după tranzitarea unui anumit volum, de apă.

Tipurile de automatizare I și II sunt caracterizate prin faptul că nu există o legătură directă între evaluare, unitatea de decizie și unitatea de control.

**Tipul III – Automatizarea totală.** Este realizată când, pentru o perioadă de timp limitată, se realizează legătura directă între evaluare, unitatea de decizie (3) și unitatea de control (6).

Sistemul de irigație se definește ca automatizat total când ambele unități individuale (3 și 8) sunt conectate astfel ca deciziile date de unitatea (3) să se efectueze automat prin unitatea 7 (sistemul de aplicare a apei).

Specialiștii N. Buras și S. Meyers prezintă [5] un drum pentru automatizare totală sub forma unei diagrame ca cea din figura 8.1. Conform acestei diagrame, dacă planul controlului calitativ (1) și controlului presiunilor în sistem (2) sunt efectuate, sistemul poate fi folosit. Faza imediat următoare este controlul întreru-

perii planului (4), care permite fixarea timpului de deschidere a prizelor (vanelor) când începe udarea, operația este ușor de realizat din punct de vedere tehnologic. Aceste întreruperi (4) permit programarea succesivă a udărilor pe diferite câmpuri ce sunt preprogramate. Prevăzându-se întreruperea în timp a planului, programarea sistemului este ușor de făcut.

La baza diagramei autorii [5] au situat controlul hidraulic (controlul presiunilor planificate (3), problema destul de complicată în programarea irigației, în soluția optimă.

Generalizarea electrificării și legăturilor radio și chiar televiziunii (v. figura 8.8) între măsurătorile din câmp și unitatea centrală de control vor permite automatizarea integrală a sistemelor de irigații; servo-mecanismele de pe linia automatizată vor acționa prizele (vanele).

Posibilitățile și direcțiile de automatizare, enunțate anterior, au subliniat că soluționarea punerii de acord a deciziilor (în baza unui lanț de informații tehnice și economice din cele mai variate) cu criteriul, unitatea de control și sistemul de aplicare a apei, reprezintă una din cele mai dificile probleme în automatizarea totală. Pentru a se putea ajunge la un beneficiu real prin introducerea automatizării (ca economie de muncă și eficiență sporită) sunt necesare în continuare studii complexe în acest domeniu.

Sistemele de irigații pot fi automatizate parțial sau total, folosind fie energia electrică, fie cea hidraulică, fie mixt, echipamentele de automatizare, amplasate în unitățile 1 – 7 (v. fig. 8.7), diferind cu tipul de automatizare adoptat: electric, hidraulic sau mixt.

### 8.3. METODE, ECHIPAMENTE ȘI APARATE FOLOSITE ÎN AUTOMATIZAREA PROCESULUI DE IRIGARE

Adoptând ca tehnologie schema activităților procesului de irigare din figura 8.7, echipamentele și aparatele cu funcționare hidraulică sau electrică vor fi prezentate grupat pe unitățile respective (1 – 7).

#### 8.3.1. METODE, ECHIPAMENTE ȘI APARATE PENTRU COLECTAREA (MĂSURAREA) DATELOR

Elementele care servesc pentru colectarea datelor, într-un sistem de irigații automatizat, sunt foarte diferite din punct de vedere constructiv, în funcție de parametrii pe care trebuie să-i măsoare. Senzorii primari (traductorii), care măsoară parametrii exteriori sau interiori sistemului de automatizare, se pot referi la:

parametrii din sol, parametrii atmosferici, parametri fiziologici, parametrii hidraulico-funcionali ai rețelei și sursei (debite, niveluri, presiuni) etc.

Acești traductori trebuie să funcționeze ireproșabil pe durate mari de timp și să reziste la condițiile de lucru în câmp și pe rețea.

Parametrii (date) colectați de senzorii primari (de ex., umiditatea din sol) sunt transmiși în schema automatizată, prin intermediul unei linii de telemăsură, la receptorul de telemăsură (v. fig. 8.4) unde sunt prelucrate (datele) și pe baza rezultatelor obținute se comandă aplicarea sau oprirea scurgerii (v. fig. 8.4 și 8.7).

Faza de colectare (recoltare) a datelor este terminată odată cu înregistrarea parametrilor la receptorul de telemăsură.

În cele ce urmează se vor face referiri la mijloacele de măsurare a parametrilor principali în tehnica amenajării și exploatarea sistemelor de irigații, ca: umiditatea solului, suculiunea, indicii fiziologici ai plantelor, evapotranspirația (consumul de apă), temperatura atmosferică etc. și se va urmări încadrarea aparatelor specifice diferiților parametri în scheme de automatizare.

### 8.3.1.1. Măsurarea umidității din sol.

#### Principii, metode și aparate

Asigurarea unui regim de irigare corect necesită cunoașterea și corelarea permanentă a umidității disponibile în sol cu cerințele plantelor pentru apă.

Proprietățile solului în legătură cu apa condiționează puterea de reținere sau de pierdere a apei, ca și permeabilitatea pentru apă a solului. Determinarea umidității solului la un moment dat și caracterizarea relațiilor dintre sol și apă pentru diferite valori ale umidității sunt probleme ce se cer a fi bine cunoscute în procesul de aplicare a udărilor.

Experiențele privind momentul de aplicare a udărilor, bazate în general pe culoarea frunzelor și stadiul de dezvoltarea plantelor, sunt, în prezent, completate, în cadrul sistemelor moderne și automate de irigații, cu aparatură sensibilă, care determină umiditatea solului, respectiv tensiunea de reținere a apei în sol.

Metodele cele mai folosite sunt: gravimetrică, electrometrică și radiometrică.

**Metoda directă, gravimetrică.** Constă în cântărirea probei de sol (20-100 g) înainte de uscare ( $G_{s-um}$ ) și după uscare ( $G_{s-usc}$ ), în etuvă la 105°C (până la greutatea constantă a probei). Diferența între cele două cântăriri reprezintă greutatea apei îndepărtate prin uscare ( $G_a$ ), care exprimată procentual ( $p$ ) la 100 g sol uscat ( $G_{s-usc}$ ), dă:

$$p = \frac{G_{s-um} - G_{s-usc}}{G_{s-usc}} \cdot 100 = \frac{G_a}{G_{s-usc}} \cdot 100 \quad (1)$$

Această metodă neîncadrându-se în procesul de automatizare a irigației în parcele, deși este precisă, nu va fi dezvoltată în continuare.

**Metoda electrometrică și aparate.** Metoda a fost experimentată de diferiți specialiști, ca:

– F.D. Gardner (*The electrical method of moisture determination in soil*. U.S.D.A., Bull., 1968, nr. 12), care încearcă să măsoare rezistența electrică a solului introducând doi electrozi direct în sol. Metoda nu a dat rezultatele așteptate, datorită influenței concentrației variabile de săruri în apa din sol (concentrație care a modificat valorile măsurate).

– B.E. Livingston (*A method for controlling plant moisture*, Plant World, 1968, nr. 1139) propune să se determine umiditatea solului prin dozarea gravimetrică a umidității unor corpuri poroase menținute în sol până la realizarea echilibrului. Această metodă implicând uscarea blocurilor la etuvă, creează complicații în aplicarea ei la teren.

– Bouyoucos și Mick, îmbinând cele două metode, elaborează metoda de măsurare a rezistenței electrice în blocuri de ghips. Metoda se bazează pe măsurarea rezistenței electrice sau a intensității curentului ce trece între doi conductori încorporați într-un bloc de material poros (ghips) îngropat în sol, luând astfel umiditatea solului (fig. 8.9).

În tehnica mondială se reliefează electrometrul Bouyoucos și aparatul electronic pentru măsurători în sol „Nir-Nirim”, primul având extindere maximă (fig. 8.9).

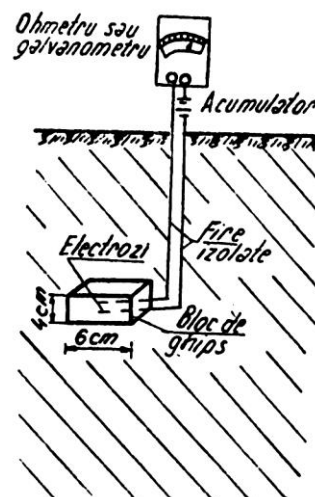


Fig. 8.9. Schema electrometrului Bouyoucos.

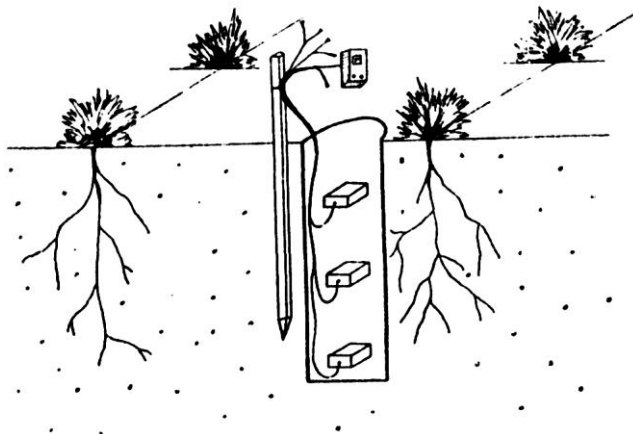
*Electrometrul Bouyoucos.* Acest aparat, eliminând efectul concentrației în săruri a soluției în sol pentru solurile nesalinizate (blocul este saturat în permanență cu soluția de  $\text{SO}_4\text{Ca}$ , datorită dizolvării unei mici cantități de ghips în apă), face posibilă executarea măsurătorilor direct în câmp.

Schimbările de umiditate ale solului, respectiv

ale blocului, schimbă cantitatea de ghips în soluție și deci schimbă rezistența electrică a sa. Astfel, rezistența electrică (măsurată în ohmi) sau intensitatea curentului (în amperi) dau în mod indirect umiditatea solului, blocul fiind etalonat pentru solul respectiv.

Metoda blocurilor de ghips este aplicabilă pentru soluții cu un conținut de  $\text{NaCl} < 0,2\%$  (Ewart și Bayer, 1950). Israelsen indică folosirea blocurilor de ghips pentru umidități scăzute, corespunzătoare unor forțe de sucțiune a solului între 15 și 1 atm (adică de la aproximativ coeficientul de ofilire până la capacitatea de câmp).

Kazzo recomandă sensibilizarea blocurilor de ghips prin adăugarea (în blocuri) a unei soluții de clorură de litiu. Aceste blocuri sunt însă greu de standardizat. Prin impregnarea blocurilor cu o soluție de rășină de nylon (Bouyoucos, 1953), sensibilitatea acestora se mărește la mai puțin de 1 atm. Blocurile pot avea diverse forme și dimensiuni: paralelipipedică de  $23 \times 31,8 \times 17,4$  mm (Bouyoucos, 1954), cilindrică cu  $D_n = 50$  mm și  $h = 70$  mm (Induișin, 1959). Ghipsul folosit se găsește în raport cu apa de 110/118, iar electrozii se pot construi din: tablă de oțel inoxidabilă (platinată), tablă de nichel pentru blocuri din vată de sticlă (Bouyoucos, 1948), cărbune de formă dreptunghiulară (care prezintă fenomenul de polarizare). Pentru măsurarea rezistenței electrice între cei doi electrozi se folosește un ohmmetru, care este legat de electrozi prin conductori electrici izolați, scoși la suprafața solului și fixați de un stativ de lemn (fig. 8.10).



**Fig. 8.10.** Schema de așezare a blocurilor absorbante de ghips, pentru urmărirea umidității pe profilul solului [7, 8].

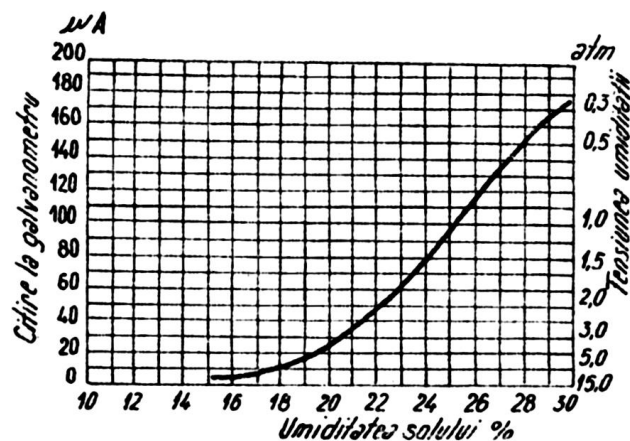
Blocurile se îngroapă pe verticală la trei adâncimi, corespunzătoare: dezvoltării maxime a rădăcinilor, dezvoltării cantitativ maxime a rădăcinilor și în apropierea suprafeței solului. Prin efectuarea mediei aritmetice a celor trei citiri se obțin valori medii ale umidității pe profil.

Ohmmetrul are scala divizată pentru citiri directe ale valorii rezistențelor măsurate, exprimate în pro-

cente de umiditate (diviziunile cuprind intervalul umidității active a solului). Metoda prezintă neajunsul introducerii unor erori în citirea umidității; prin exprimarea rezultatelor sub formă de sucțiune, erorile ar fi înlăturate. Procedul se recomandă pentru stabilirea momentului de aplicare a udării, acesta depinzând mai mult de sucțiune decât de umiditate.

Bouyoucos și Mick arată că o rezistență electrică de  $75.000 \Omega$  corespunde coeficientului de ofilire ( $C_o$ ), iar o rezistență de  $400-600 \Omega$  corespunde umidității solului la capacitatea de câmp ( $C$ ); rezistența de  $2.000 \Omega$  corespunde intervalului umidității active.

În figura 8.11 se dă [7] curba de etalonare a unui sol cu  $C_o = 15\%$  și  $C = 30\%$ . Citirii, pe ordonata stângă, de  $60 \mu\text{A}$  îi corespunde un conținut de umiditate de  $23\%$  (înscris pe abscisă); iar acestei umidități ( $23\%$ ) îi corespunde în sol o forță de sucțiune de  $1,85$  atm (ordonata dreapta). Aparatul Bouyoucos BN-2A (Moisture-Meter BN-2A) este tranzistorizat, alimentat cu energie electrică de la o baterie uscată. Curentul continuu, furnizat de bateria uscată, este transformat în curent alternativ cu ajutorul unui convertor de curent tranzistorizat (prin folosirea curentului alternativ se elimină efectul de polarizare).



**Fig. 8.11.** Curba de etalonare a electrometrului în cazul unui sol pentru determinarea umidității pe cale electrometrică [7].

Din punct de vedere electric, aparatul Bouyoucos BN-2A este o punte de măsură Wheatstone (fig. 8.12), care măsoară rezistențe electrice în curent alternativ [25].

Schema cuprinde: bateria uscată de alimentare  $B$ , contactul de închidere a circuitului de alimentare  $K_1$ , convertorul de curent alternativ  $C$ , potențiometrul pentru aducerea la zero a punții  $R$ , rezistențele care formează brațele punții  $R_2$ ,  $R_5$ ,  $R_4$  și  $R_3$ , rezistența pentru aducerea valorii rezistenței interioare a ohmmetrului la valori comparabile cu rezistențele brațelor punții  $R_6$ , rezistența care urmează a fi măsurată  $R_x$ , contactul pentru aducerea la „zero” a punții  $K_2$ , ohmmetrul  $\Omega$ , bornele  $A_1$ ,  $A_2$ .

Aparatul Bouyoucos BN-2A se folosește astfel (fig. 8.13):

- se leagă conductorii care vin de la electrozii din blocul de ghips, la bornele  $A_1$  și  $A_2$ ;
- se apasă pe butonul din dreapta aparatului, notat „PRESS TO CAL” ( $K_1$ ) și se rotește butonul potențiometrului ( $R_1$ ), marcat cu notația „CALL”, până când acul indicator ajunge în dreptul cifrei 100;
- se apasă concomitent pe butoanele „PRESS TO CALL” ( $K_1$ ) și „PRESS TO READ” ( $K_2$ ) și se citește diviziunea indicată de acul ohmmetrului;
- se notează cifra citită și se întrerupe contactul  $K_1$ .

Scala aparatului este divizată de la 20 la 100 (20 corespunde  $C_0$ , iar 100 corespunde  $C$ ).

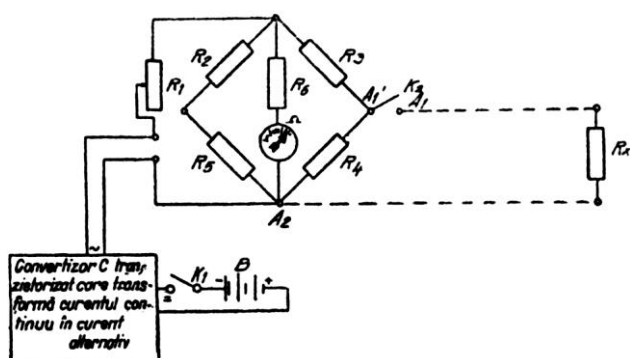


Fig. 8.12. Schema electrică a aparatului Bouyoucos BN-2A.

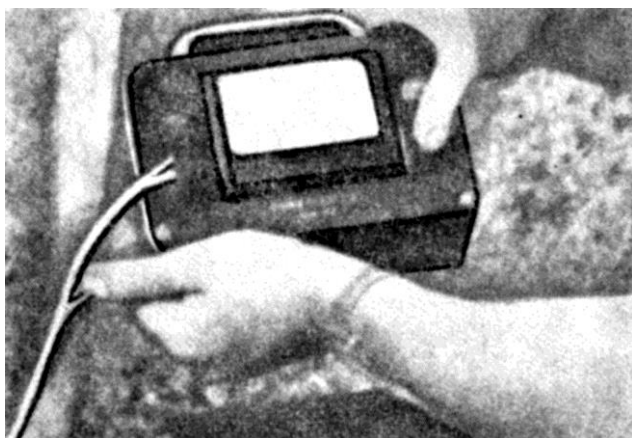


Fig. 8.13. Vederea exterioară a aparatului Bouyoucos BN-2A

Blocurile de ghips se vor amplasa în puncte cu caracteristici medii ale terenului, pentru ca citirile să aibă raze de interpretare cât mai mari. Pentru un teren plan, cu sol relativ uniform, pentru o singură cultură, cu o distribuție relativ uniformă a apei, sunt necesare 3-4 amplasamente la o suprafață de 500 ha.

Gropile în care se amplasează blocurile de ghips se umplu cu pământ așezat în straturi naturale.

Momentul aplicării udării este indicat de valoarea citită pe ohmmetru, valoare care diferă cu textura solului astfel:

Textura	Citire la aparat
Nisipoasă	75%
Luto-nisipoasă	62%
Nisipo-lutoasă	50%
Luto-nisipoasă lină	46%
Lutoasă	40%
Luto-măloasă	30%
Luto-argiloasă-nisipoasă	27%
Luto-argiloasă	25%

Pentru calculul conținutului de umiditate  $U$  (în % din greutatea solului uscat) se poate folosi relația:

$$U\% = \frac{\text{citirea la aparat}}{100} (C - C_0) + C_0$$

Se recomandă aplicarea udării în momentul când umiditatea din sol a coborât la plafonul minim în prima jumătate a stratului activ de sol (strat cu dezvoltarea maximă a rădăcinilor).

Plafonul minim ( $p_{min}$ ), care poate fi asimilat cu umiditatea de întrerupere a continuității capilare (Rode, 1957), se apreciază, după datele experimentale din țara noastră, că scade la 1/3 din intervalul umidității active pe solurile nisipoase și crește la 2/3 din același interval pe solurile argiloase (fig. 8.14 și tab. 8.1).

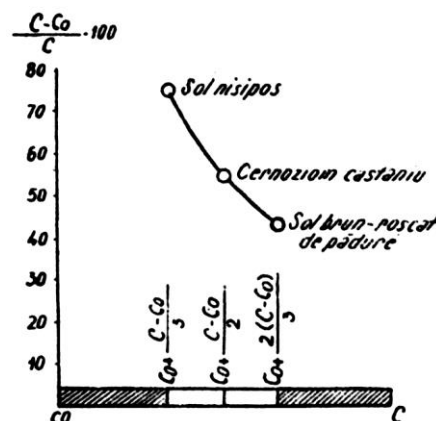


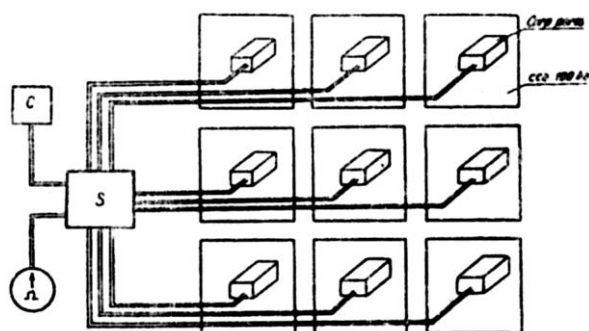
Fig. 8.14. Câmpul de variație a plafonului minim, în raport cu coeficientul capacității active pentru trei tipuri de sol [7].

*Schemă de automatizare. Schemă pentru măsurarea centralizată de la distanță a umidității din sol prin metoda electrometrică.* În scopul centralizării și automatizării colectării datelor asupra umidității solului, folosindu-se principiile metodei electrometrice a lui Bouyoucos (îmbunătățită de Luppi în 1971, prin introducerea unui nou tip de element poros), la Institutul de agronomie generală din Torino s-a realizat o instalație de tipul celei prezentată schematic în figura 8.15.

Instalația este alcătuită dintr-o centrală și unul sau mai multe selectoare rotative tip SIEMENS model PF 1/492 A-2A, modificate corespunzător necesităților impuse de operația căreia îi sunt destinate.

**Tabelul 8.1.** Plafonul minim ( $p_{min}$ ) și coeficientul capacității active al unor soluri caracteristice [7]

Solul	Grupa texturală	$k_c$ %	$P_{min}$		
			fracție	% C	% umiditate
Cernoziom, format pe nisip de dune	Ușor	75	$Co + \frac{1}{3}(C - Co)$	50	10
Cernoziom castaniu, format pe loess	Mediu	56	$Co + \frac{1}{2}(C - Co)$	72	18
Sol brun-roșcat de pădure, pe loess	Greu	44	$Co + \frac{2}{3}(C - Co)$	86	20,5

**Fig. 8.15.** Schema în plan a unei instalații pentru măsurarea centralizată a umidității solului, după metoda electrometrică:

C – centrală; S – selector rotativ; Ω – aparat pentru măsurarea rezistenței (suprafața servită de 9 blocuri din ghips pe un sol relativ uniform este de 600-1000 ha).

Fiecare selector permite realizarea cuplării a 52 contacte electrice, prin comutări succesive, comandate de la centrala de telecomandă. Fiecărui contact electric îi corespunde un element poros.

Aparatul care intră în componența schemei este următorul:

- cablu cu ștecher pentru cuplarea – decuplarea de la rețeaua de alimentare cu energie electrică;
- indicator optic (bec), pentru semnalizarea funcționării centralei;
- cablu pentru conectarea centralei la ohmmetrul de măsură;
- releu electromagnetic, care prin intermediul unui microîntrerupător acționează de la distanță electromagnetul selectorului;
- contor înregistrator de impulsuri, care indică și numărul elementului poros cuplat;
- releu electromagnetic pentru contorul de impulsuri;
- un contor care face posibilă cuplarea alternativă a două selectoare;
- două indicatoare optice indică care din selectoare lucrează.

Centrala se cuplează cu selectoarele prin două cabluri monofilare rigide, avându-se grijă ca între cabluri să fie o distanță de câțiva centimetri, datorită fluxului magnetic variabil creat de curentul variabil generat de aparatul de măsură. Acest curent variabil poate

modifica citirile. Cablul de legătură între selector și elementele poroase nu are influență mare asupra citirilor, datorită distanței reduse între acestea (selector și elemente poroase).

La Institutul de agronomie din Torino s-a realizat cuplarea conform figurii 8.15, la o distanță maximă între selector și centrală, de 170 m. Selectoarele au fost introduse în cutii etanșe.

Timpul necesar pentru măsurarea centralizată a valorilor rezistențelor corespunzătoare celor 52 elemente poroase, cuplate la un selector, este de 1-2 minute, lucrând două persoane (una la centrală și una la notarea măsurătorilor).

Legăturile între corpul poros și cablul care merge la selector sunt prevăzute cu puncte în care se pot măsura și în câmp valorile rezistenței, valori ce se compară ulterior cu cele citite în centrală.

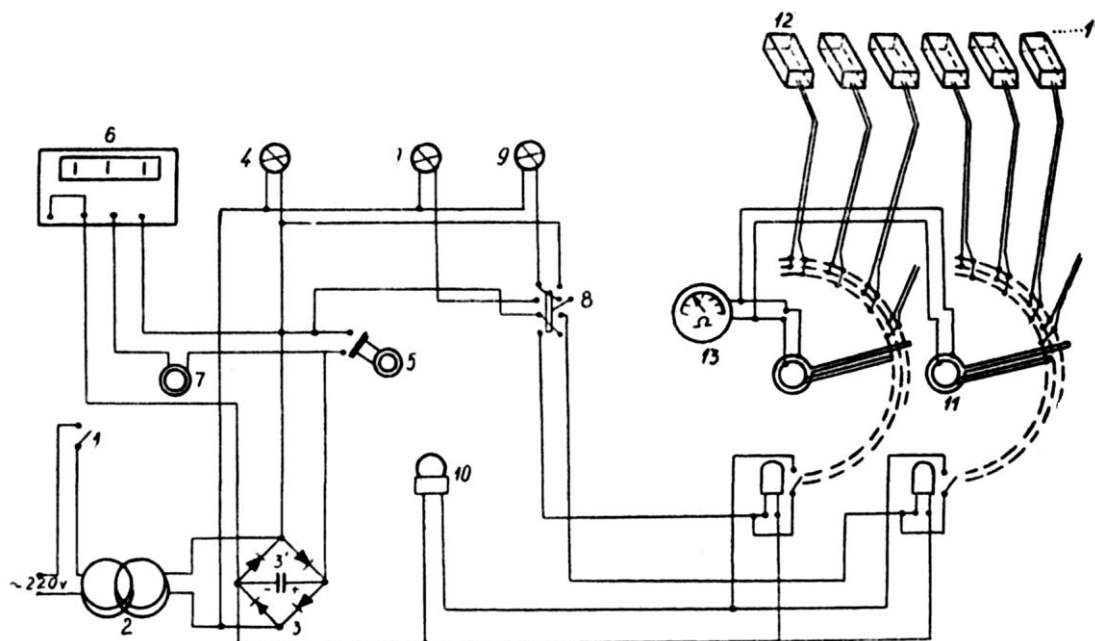
În figura 8.16 se prezintă [12] schema electrică a instalației de măsurare centralizată a umidității solului, care se pretează la automatizare totală, prin adăugarea unor aparate pentru prelucrarea citirilor obținute și conectarea acestor aparate la circuitul de telecomandă a deschiderilor.

**Aparatul „Nir-Meter”.** Acest tip de electrometru, fabricat în Israel, servește la determinarea umidității din sol accesibilă pentru plante și la fixarea programului de irigare. Aparatul este foarte sensibil la diferitele concentrații de săruri din sol.

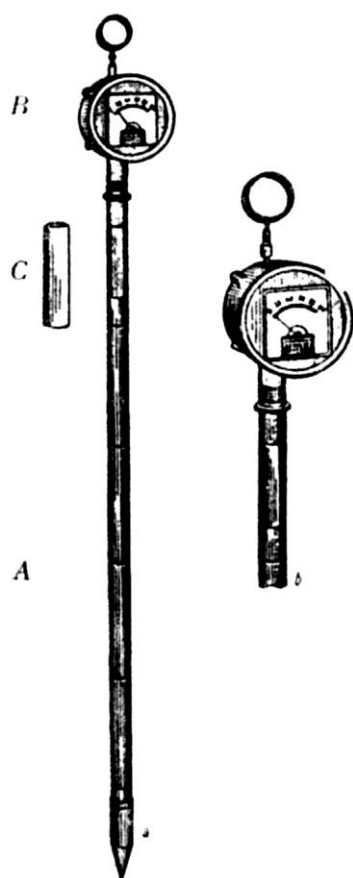
Aparatul se compune din următoarele părți (fig. 8.17):

- tija din oțel A ascuțită la partea inferioară, cu o lungime de 500 sau 1000 mm, gradată din 100 în 100 mm. La partea de jos, tija are o terminație ascuțită cu două contacte electrice. La partea superioară a tijei se află un contact electric, care este protejat de o înveli-toare metalică filetată. Pe acest contact se montează contactul caprini de măsură B (v. fig. 8.17, b);

– capul de măsură B, prevăzut cu un instrument (de măsură) care are o scală etalonată de la „0” la „100”. Capul de măsură este prevăzut cu un buton de reglaj, pentru aducerea la zero a aparatului în scopul determinării umidității solului, aparatul se etalonează cu ajutorul electrometrului „Bouyoucos BN – 2A” pentru tipul de sol pe care urmează să se facă măsurătoarea.



**Fig. 8.16.** Schema electrică a instalației pentru măsurarea centralizată a umidității solului [12]: 1 – întrerupător; 2 – transformator (220) 380 V – 24; 3 – punte de redresare; 3' – condensator electrolitic de filtraj; 4 – semnalizator aprins-stins (pentru semnalizare de tensiune existentă redresată); 5 – comutator (microîntrerupător); 6 – contor pentru înregistrare impulsuri; 7 – pulsant pentru contorul de impulsuri; 8 – comutator pentru cuplarea centralei la primul sau la al doilea sector; 9 – semnalizatoare optice pentru controlul selectorului sub tensiune; 10 – automat acustic; 11 – selector (Siemens PF 1/492 A) rotativ; 1\* – 12\* – elemente poroase (Bouyoucos); 13 – aparat pentru măsurarea rezistențelor electrice (ohmmetru).



**Fig. 8.17.** Aparatul „Nir-Meter” Nirim:  
a – schiță de ansamblu; b – detaliu „capul B”.

Pentru etalonare se procedează astfel:

- se grupează (prin marcarea pe hartă) solurile de același tip și cu aceeași salinitate;
- se amplasează în fiecare asemenea grup (parcelă) blocurile de ghips ale aparatului Bouyoucos (la adâncimi de 50; 75; 100 cm);
- în aceleași perimetre, la distanță de 0,5-1 m și la aceleași adâncimi (cu blocurile de ghips) se introduce tija aparatului „Nir”, căreia i se montează capul înregistrator B;

– citirea procentuală a umidității, efectuată cu aparatul Bouyoucos se va fixa pe aparatul Nir-Nirim, prin rotirea butonului de reglaj până ce acul indicator ajunge la gradația dorită. Diviziunile parcurse prin rotirea butonului, înscrise pe spatele aparatului, reprezintă constanta sa pentru parcela și adâncimea respectivă.

Operația se repetă pentru fiecare punct măsurat, iar valorile obținute se înscriu sub forma unor rapoarte pe hartă, de exemplu:  $\frac{50}{2,2}; \frac{75}{2,4}; \frac{100}{1,2}$ . Cifrele de la numărător reprezintă adâncimea în cm, iar cele de la numitor reprezintă constantele aparatului pentru solele respective.

Adâncimea la care se introduce tija aparatului în sol este în funcție de plantă și fazele de dezvoltare a acesteia. În timpul udărilor se vor face citiri la aceeași adâncime (fig. 8.18), pentru a se constata procentul (gradul) de umiditate care a ajuns la adâncimea dorită și în funcție de care se reglează procesul de udare.



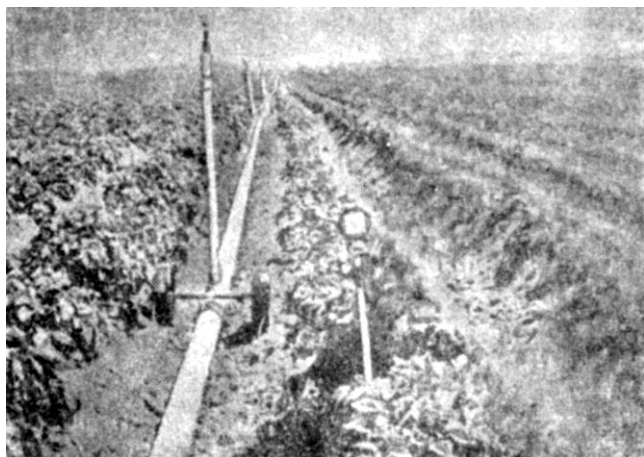


Fig. 8.18. Aparatul Nir-Nirim în condiții de lucru [9].

Introducerea acestui aparat în tehnica irigației este ușurată de calitățile sale: preț de cost scăzut, greutate proprie mică (800 g capul de măsură și 300 g tija), sursă de energie electrică ieftină și fără pericol de electrocutare, funcționare nelimitată ș.a. Adoptarea și asimilarea acestui aparat de măsură în procesul de automatizare, la nivelul parcelelor, constituie una din preocupările prezente ale unor specialiști, dat fiind parametrii ridicați și operativitatea mare și expeditivă a măsurătorilor.

**Metoda radiometrică și aparate.** Metoda radiometrică, folosită pentru determinarea umidității solului, se bazează pe iradierea radioactivă. Pentru iradiere se preferă surse de radiații formate din izotopi cu o perioadă de semidezintegrare ( $T$ ) cât mai lungă.

Metodele de iradiere se grupează în: metode bazate pe moderarea neutronilor rapizi, metode bazate pe absorbția radiației gama și metode bazate pe retroîmprăștierea radiației gama.

– *Metodele bazate pe moderarea neutronilor rapizi.* Sunt metodele cele mai frecvent folosite (dintre metodele radiometrice) pentru determinarea în câmp a umidității solului, la un moment dat. Acestea prezintă avantajul că sunt mai precise (comparativ cu celelalte, tot radiometrice), rezultatele măsurătorilor nefiind influențate de tasarea solului. Din această cauză, curbele de etalonare ale aparaturii folosite sunt apropiate, ca alură, pentru soluri diferite.

Metoda bazată pe moderarea neutronilor rapizi valorifică capacitatea hidrogenului, conținut în apa din sol, de a modera neutronii rapizi emiși de sursă (de neutroni rapizi).

Neutronii moderați poartă denumirea de neutroni lenți (termici). Densitatea neutronilor lenți difuzați se măsoară în apropierea sursei (de neutroni rapizi) și cunoscându-se aceasta (densitatea) se află umiditatea.

Densitatea neutronilor lenți depinde teoretic de: numărul de atomi de hidrogen din unitatea de volum de

sol de compoziția solului, de tipul de argilă, de conținutul de hidrogen din rețeaua alumino-silicaților, de cantitatea de humus etc.

După Van Bavel, 1956, conținutul de apă din sol este factorul cel mai puternic care condiționează densitatea neutronilor lenți difuzați. După Apostol și Onicescu, 1961, odată cu scăderea conținutului de apă din sol crește influența compușilor chimici asupra valorilor rezultatelor. După Pelegrin și Bouscarlet, 1960, rezultatele sunt puternic influențate de prezența clorului.

Sursa de neutroni rapizi este, de obicei, un amestec de radium-beriliu (în cantități de 4-8 m Cu) sau poloniu-beriliu (100 m Cu). Sursa de radiații beriliu prezintă avantajul unei perioade mari de semidezintegrare ( $T > 22$  ani), în schimb pune probleme serioase de protecție, deoarece emite radiații  $\gamma$ .

Detectorul de electroni lenți (difuzați) folosește contori proporționali cu trifluorura de bor ( $\text{BF}_3$ ) sau contori liniari cu  $\text{bor}_{10}$  ( $\text{B}^{10}$ ).

Sursa și detectorul se montează în aceeași carcasă și în funcție de poziția lor, una față de alta, se disting: aparate pentru măsurat umiditatea la suprafața solului și aparate pentru măsurat umiditatea în adâncime.

Parametrii constructivi ai aparatelor (Van Bavel, 1956) sunt: distanța dintre sursă și detectorul de neutroni lenți, lungimea detectorului, felul sursei de neutroni rapizi (v. fig. 8.19 – 8.24).

– *Metodele bazate pe absorbția (atenuarea) razelor gama.* Acestea folosesc următoarea schemă de aparatură: sursă de radiații gama (de obicei Cs 135), un scintilator cu fotomultiplicator și un preamplificator care detectează razele monoenergetice emise de sursa radioactivă.

Intensitatea cu care razele gama ajung la detector depinde de densitatea și grosimea materialului pe care îl traversează.

Raportul între razele gama și solul traversat (când solul este umed sau uscat) reprezintă o fracție exponențială a conținutului de umiditate.

Greutatea volumetrică ( $\theta_{vb}$ ) este dată de relația:

$$\theta_{vb} = \frac{\log \frac{Nm}{Nd}}{0,4343U_w} \quad (2)$$

în care:

$Nm$  este numărul de pulsații pentru sol umectat (citit la detector);

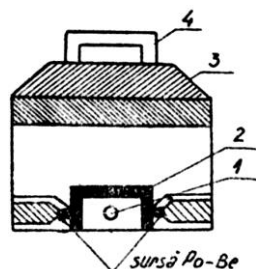
$Nd$  = numărul de pulsații pentru sol uscat (citit la detector);

$U_w$  = grosimea stratului de sol.

Metoda se recomandă în special pentru cercetare, la aparatură adăugându-se accesorii speciale pentru înregistrarea rezultatelor. Pentru fiecare punct măsurat (în teren), aparatul necesită o reetalonare, datorită influenței tasărilor.

Avantajul constă în executarea unui singur foraj în care se introduce dispozitivul de măsură, la diferite adâncimi. Metodele sunt aplicabile în câmp pentru urmărirea staționară (într-un punct) a umidității solului în straturi care nu sunt supuse tasărilor.

1) *Aparat pentru măsurarea umidității solului la suprafață cu ajutorul moderării neutronilor rapizi* – este compus dintr-un cuplu sursă-detector (fig. 8.19) așezat pe suprafața solului în condiții geometrice (distanța sol – sursă – detector) bine definite.



**Fig. 8.19.** Aparat pentru determinarea umidității la suprafața solului prin moderarea neutronilor rapizi [10]:  
1 – contor; 2 – ecran din cadmiu;  
3 – parafină; 4 – mâner;  
Po – poloniu; Be – beriliu.

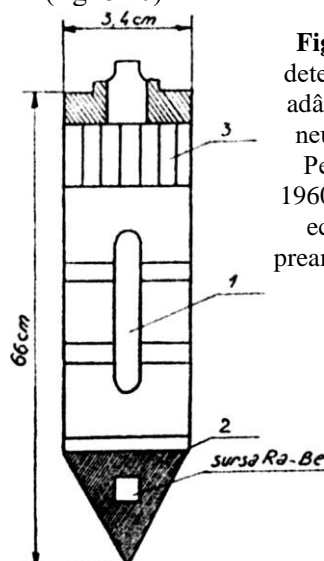
Pe baza vitezei de numărare (a neutronilor emiși într-un interval de timp, prin care se stabilește densitatea acestora) și a curbei de etalonare se calculează conținutul de apă din sol, raportat la unitatea de volum.

Grosimea stratului de sol măsurat variază (Van Bavel, 1956) cu umiditatea solului:

– pentru o sursă de radiații radiu-beriliu la un sol relativ umed, se poate măsura un strat cu grosimea de 0,15 m, iar la un sol relativ uscat de 0,30 m. Sensibilitatea aparatului scade cu creșterea umidității. Acest aparat se poate folosi în irigații numai când interesează umiditatea solului din stratul superficial, 15-30 cm.

2) *Sondă de adâncime pentru determinarea umidității prin moderarea neutronilor rapizi* (după Pelegrin, Buscalov, 1980). Sondele de adâncime folosesc cupluri sondă-detector asamblate la distanțe variabile.

Pentru măsurare se folosește un tub metalic sau din masă plastică, în care se introduce sonda propriu-zisă (fig. 8.20).



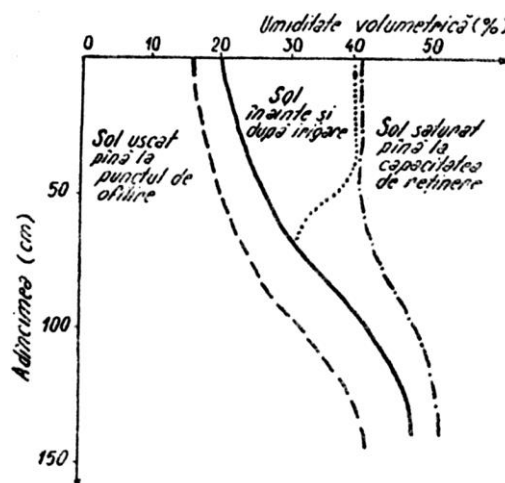
**Fig. 8.20.** Sondă pentru determinarea umidității în adâncime prin moderarea neutronilor rapizi (după Pelegrin și Buscalov, 1960): 1 – contor BF3; 2 – ecran din cadmiu; 3 – preamplificator; Ra – radu; Be – beriliu.

Determinarea constă în măsurarea vitezei de numărare, ca indice al densității neutronilor lenți difuzați în sol și în calculul conținutului de apă, raportat la unitatea de volum de sol, pe baza curbei de etalonare.

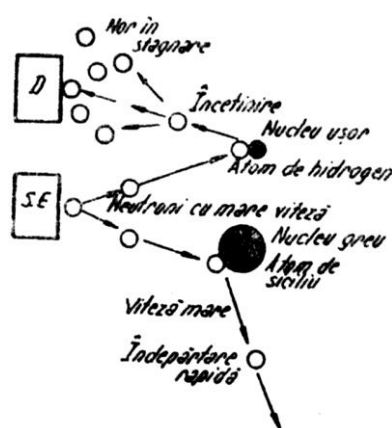
3) *Sonda de adâncime cu neutroni (umidometru).* Sonda răspândește cu viteză mare neutronii printre elementele constitutive ale solului (particulele neutre electric – neutroni). Fluxul acestor neutroni poate fi comparat cu șocul unei bile (care se mișcă cu viteză mare), prin lovirea cu o altă bilă. Dacă bila lovită este mai grea decât bila lansată, aceasta din urmă capătă o viteză aproape egală cu viteza primei bile.

Un neutron aruncat cu mare viteză asupra nucleelor atomilor din sol cedează acestora o parte din energia sa cinetică. Când neutronul întâlnește un atom greu de oxigen sau siliciu, el parcurge o traiectorie lungă, înainte de a-și încetini viteza. Când întâlnesc atomi de hidrogen în cantitate mare, neutronii își încetinesc rapid viteza.

Ansamblul de neutroni încetiniți se concentrează într-un nor lângă sursa emițătoare. Norul va fi cu atât mai dens, cu cât numărul de atomi ușori va fi mai mare (fig. 8.21 și 8.22).



**Fig. 8.21.** Repartiția apei în profilul de sol [11].



**Fig. 8.22.** Controlul rapid al profilului hidric [11]:  
D – detector; S.E. – sursă emițătoare.

În final, măsurarea umidității solului se rezumă la măsurarea densității norului de neutroni încetiniți. Datorită prezenței hidrogenului în apă, metoda de măsurare a conținutului de apă în sol se consideră metodă directă.

Relația între numărul de lovituri înregistrat la contor (figura 8.23) și conținutul de apă este stabilită experimental în laborator și permite alcătuirea unei curbe de etalonaj.



Fig. 8.23. Vederea aparatului (contorului) înregistrator al sondei cu neutroni (foto autor, 1970).

În figura 8.24 se prezintă schematic modul de instalare și de efectuare a măsurătorilor cu sonda.

Numărul de neutroni lenți din norul format lângă sursă devine constant într-un timp foarte scurt (mai mic de 0.01 s.). Curbele de etalonare se trasează pentru fiecare tip de sol.

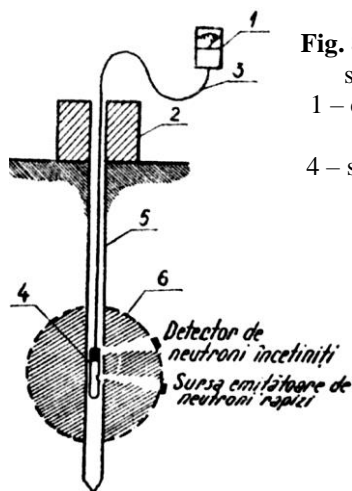


Fig. 8.24. Schema de instalare a sondei cu neutroni [11]:

- 1 – contor cu cadran; 2 – cutie protectoare; 3 – cablu;
- 4 – sonda; 5 – tub de aluminiu;
- 6 – sfera de influență.

Sonda se pune în funcțiune prin introducerea tubului metalic în sol. În vârful tubului se fixează sonda. Tubul se leagă de contor printr-un cablu. Se coboară progresiv sursa (emițătoare de neutroni rapizi) și se fac citiri pentru diferite adâncimi. Raza de influență a aparatului este de 30-35 cm, iar adâncimea de prospectare de la 30 cm până la câțiva zeci de metri.

Pentru executarea măsurătorilor este necesară execuția unui foraj, unde se introduce un tub de alumi-

niu în care va culisa sonda. Tubul de aluminiu are un diametru cu 2-3 mm mai mare decât diametrul sondei ( $D_n = 2,5-3,5$  cm, pentru sondă).

Sursa de neutroni rapizi este izolată cu plumb, când nu se lucrează cu aceasta.

Sonda măsoară umiditatea volumului de sol; pentru raportarea umidității la greutate este necesară cunoașterea densității solului uscat.

Sonda cu neutroni este în prezent cel mai precis și rapid aparat cu care se poate determina umiditatea solului. Într-un foraj se pot efectua mai multe citiri. Eroarea absolută a măsurătorilor, pentru un teren omogen, este de circa 1%.

Acest procedeu este folosit în prezent în câmpurile experimentale și în laboratoare. În acțiunea de automatizare a proceselor de udare, sonda cu neutroni va fi de un real folos, detectând imediat rezervele de apă din sol, respectiv timpul de udare și cerințele de apă.

### 8.3.1.2. Măsurarea sucțiunii.

#### Principii, metode și aparate

**Principii și metode.** Sucțiunea solului pentru apă exprimă modul (forțele) în care solul reține apa. Sucțiunea se poate defini ca fiind deficitul de presiune la care se găsește apa din sol în raport cu presiunea atmosferică. Forța de sucțiune este invers proporțională cu conținutul de apă din sol. Sucțiunea este rezultatul acțiunii comune a mai multor forțe, care se exercită în sistemul apă – sol: forța de adsorbție, forța capilară și presiunea osmotică. Plantele nu pot folosi în procesul de adsorbție decât acea parte din apa din sol care este reținută de aceasta cu o forță mai mică decât forța de adsorbție a rădăcinilor. În intervalul umidității accesibile pentru plante, apa este reținută în sol cu o forță corespunzătoare unor presiuni ce variază de la 10 la 25 atm, în medie 15 atm la coeficientul de ofilire, până la 0,1-0,4 atm, în medie 0,3 atm la capacitatea de câmp pentru apă a solului. În concluzie, apa accesibilă plantelor este reținută în sol de o forță care corespunde unor presiuni ce variază între 15 și 0,3 atm (tab. 8.2).

Admițând existența unei limite inferioare de umiditate optimă pentru plante (plafonul minim), la care sucțiunea solului să nu depășească 1 atm (după unii autori 2 atm) se ajunge la concluzia că umiditatea ușor accesibilă este supusă unei sucțiuni cuprinsă între 1 și 0,3 atm.

Schofield, 1935, introduce noțiunea de  $pF$  (logaritmul zecimal al diferenței de presiune  $H$ , exprimată în centimetri coloană de apă):

$$pF = \log H \quad (3)$$

Cifrele încadrate în chenar corespund domeniului în care unitățile de măsură respective se folosesc curent.

**Tabelul 8.2.** Unitățile de măsură pentru sucțiune [10]

cm coloană apă	Valori $pF$	mm coloană mercur	Atmosfere	Milibari	Bari
1	0	0,76	0,001	1	0,001
10	1	7,6	0,01	10	0,01
60	1,78	46	0,06	60	0,06
100	2	76	0,1	100	0,1
330	2,52	250	0,33	330	0,33
500	2,68	380	0,50	500	0,50
1.000	3	760	1	1.000	1
10.000	4	7.600	10	10.000	10
15.000	4,20	11.400	15	15.000	15
50.000	4,70	38.000	50	50.000	50
100.000	5	76.000	100	100.000	100
1.000.000	6	760.000	1.000	1.000.000	1.000
10.000.000	7	7.600.000	10.000	10.000.000	10.000

Valorile  $pF$  variază între limitele  $pF = 7$  pentru sol uscat și  $pF = 0$  la capacitatea de saturație a solului. Tensiunea umidității solului la coeficientul de ofilire variază între  $pF = 4-4,4$  și la capacitatea de câmp între  $pF = 2,0-2,6$ . Apa ușor accesibilă se găsește în intervalul  $pF = 2-3$  (fig. 8.25).

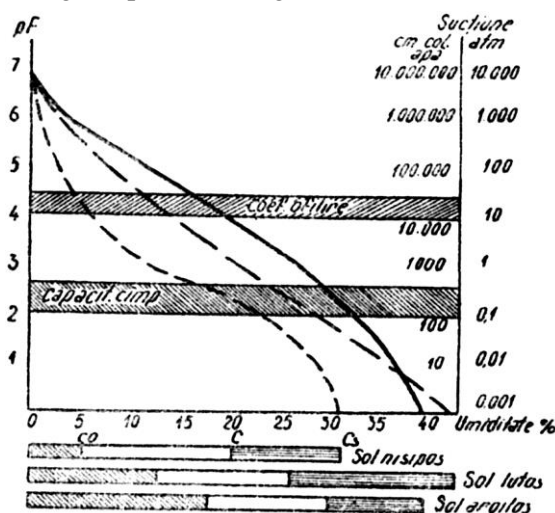
Starea de umiditate	Sucțiunea solului cm coloană apă	ATM.	Trepte de umezire $pF$	Forma apei
Uscat	10.000.000		Uscat în eluvă	7
	1.000.000	1.000		6
	100.000	100		5
	10.000	10		4
Revenin	1000	1	Coef. de higrosco.	4,4
	100	0,1	Coef. de ofilire	4
	10	0,01		3
	1	0,001	Capacit. de câmp	2,6
Umed				2
				1
			Capacit. de saturație	0

**Fig. 8.25.** Variația sucțiunii totale a solului la diferite trepte de umezire (ale solului) [6].

Introducându-se într-un grafic: umiditatea din sol, în procente din greutatea solului uscat, pe abscisă, și sucțiunea totală a solului, în unități  $pF$ , pe ordonată, se obține o curbă de corelație în formă de „S” care poartă numele de curbă a caracteristicii umidității (fig. 8.26).

Concepția accesibilității apei, în funcție de sucțiunea exercitată de sol, are o folosință practică de mare

importanță în aplicarea corectă a regimului de irigație. Udarea trebuie începută în momentul când sucțiunea din sol, în zona rădăcinilor, crește la 1 atm, indiferent de textura solului. Această indicație se obține cu ajutorul tensiometrelor, care se pot înscrie în automatizarea întregului proces de irigație.

**Fig. 8.26.** Curbele caracteristicilor umidității (corelația  $pF$  – umiditatea solului) pentru trei categorii texturale de sol [7]:

--- sol nisipos; -.-.- sol lutos; — sol argilos.

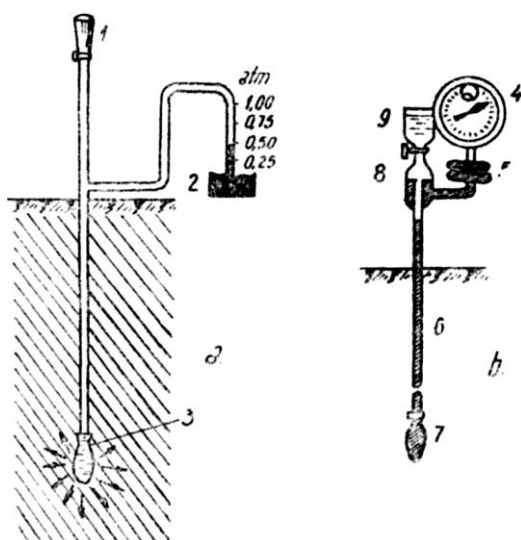
Tensiometrele se bazează pe faptul că între un vas poros și sol are loc un schimb de umiditate care conduce la realizarea unui echilibru al sucțiunii. Intrarea sau ieșirea apei din vasul poros produce o micșorare sau o mărire a presiunii în interiorul tensiometrului. Vasele poroase au fost folosite inițial de Livingston. Tensiometrele funcționează corect pentru o gamă de umidități căreia îi corespunde o sucțiune ce variază de la 0 până la 0,85 atm (valori  $pF < 2,9$ ).

Tensiometrele acoperă circa 1/2 din intervalul umidității active (pe soluri argiloase) și mai mult de 90% din acest interval pentru soluri cu textură grosieră (Richards și Waldeigh, 1952).

Tensiometrele sunt prevăzute cu manometre, care pot fi cu mercur sau metalice (piesele metalice, ale tensiometrelor din metal, fiind bune conducătoare de căldură introduc erori în citiri, datorită diferențelor de temperatură dintre tensiometru și sol). Citirile mai pot fi influențate și de apropierea rădăcinilor de vasul poros.

**Aparate pentru măsurarea sucțiunii adoptate în sistemele de irigații automate.** Asemenea aparate sunt:

1. *Tensiometrul Richards* (fig. 8.27), cel mai cunoscut, este compus din: o capsulă poroasă, o tijă din material plastic sau din metal, la capătul căreia se găsește o pâlnie și un manometru așezat lateral (poate fi cu mercur sau metalic).



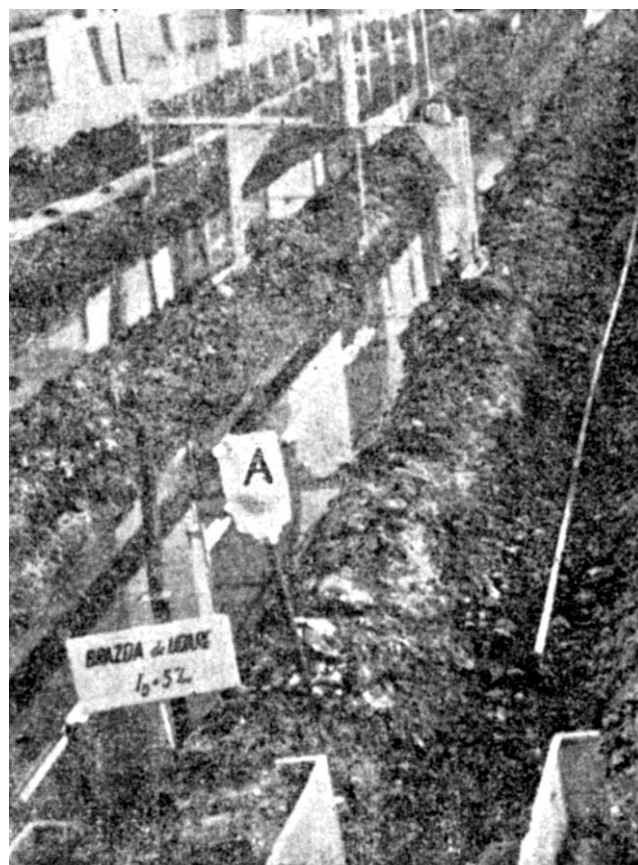
**Fig. 8.27.** Tensiometre Richards: *a* – varianta cu manometru cu mercur; *b* – varianta cu manometru metalic; 1 – rezervor de apă; 2 – manometru cu mercur; 3 – capsulă poroasă; 4 – comparator cu cadran; 5 – capsulă manometrică; 6 – coloană hidraulică; 7 – sondă poroasă; 8 – trapă de aer; 9 – lichid de rezervă.

În stare de funcțiune aparatul se umple cu apă distilată. Starea de umectare sau de uscăciune a solului provoacă creșterea sau descreșterea presiunii în aparat, acesta funcționând corect între 0 și 0,85 atm. Când tensiunea apei din sol întrece 0,85 atm, aerul pătrunde în celulă prin porii acesteia și aparatul nu mai funcționează. Limitele de utilizare a metodei tensiometrice sunt:

- pentru solurile nisipoase se măsoară aproape toată apa accesibilă (80-90% din umiditatea accesibilă plantelor se află la tensiuni < 1 atm);

- în soluri cu textură fină numai aproximativ 45% din umiditatea accesibilă se află la tensiuni mai mici de 1 atm.

2. *Agrotensiometrul* (figura 8.28), realizat în țară (Institutul Agronomic București), este prevăzut cu un dispozitiv, pentru măsurarea sucțiunii, care are scala gradată în 100 diviziuni. Diviziunea zero indică tensiunea zero, adică solul se află la capacitatea de saturație; diviziunea 100 indică tensiunea de 1 atm, adică limita inferioară a umidității accesibilă plantei.



**Fig. 8.28.** Agrotensiometru: A – pe platforma experimentală de irigare prin brazde și picurare a Laboratorului de irigații și drenaje, Institutul Politehnic „Gh. Asachi”, Iași.

Tensiometrele se așază câte două în stație, unul la adâncimea dezvoltării maxime a rădăcinilor (circa 1/3 *H*), iar celălalt la limita inferioară a stratului activ (*H*). Primul tensiometru indică momentul aplicării udării, când indicatorul (acul) aparatului oscilează în intervalul de la 30 la 60 diviziuni. Al doilea tensiometru stabilește durata udării, aceasta (udarea) fiind oprită în momentul când indicatorul începe să se deplaseze, semn că apa a ajuns la limita inferioară a stratului activ.

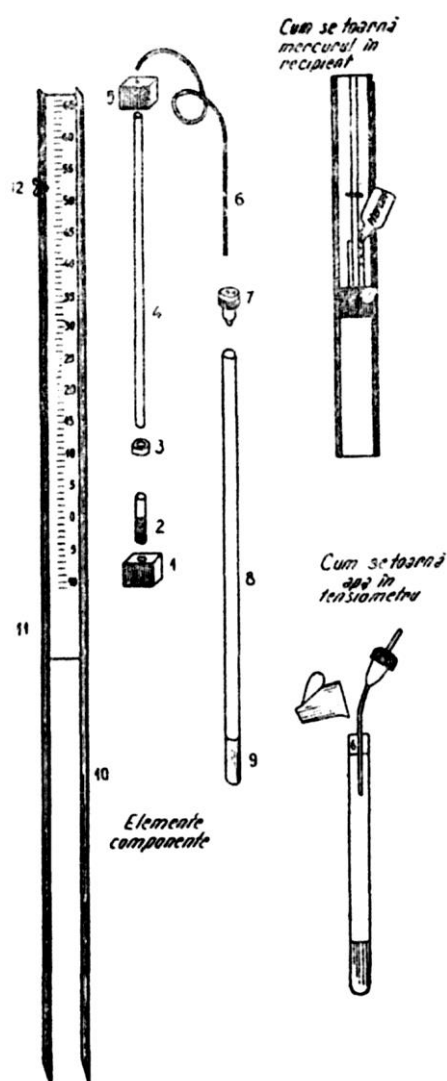
Citirile la tensiometru se fac zilnic, la intervale de câteva zile, sau, fiind incluse în schema de automatizare, comandă direct releele de deschidere a vanelor.

3°. *Tensiometrul Neghev* (Nirim – Israel), măsurând cu precizie umiditatea din sol, permite o planificare riguroasă a regimului de irigare, precum și acțiunea automată a instalațiilor de udare.

În figura 8.29 se dă schema constructiv-funcțională a tensiometrului Neghev, cu părțile componente,

și indicații de punere corectă în funcțiune.

Tensiometrul Neghev se livrează gata asamblat. Umplerea cu apă și mercur se face conform indicațiilor din figura 8.29.



**Fig. 8.29.** Tensiometru Neghev [13]: 1 – cubul inferior (cauciuc); 2 – recipient pentru mercur (sticlă); 3 – garnitură de etanșare (cauciuc); 4 – tubul manometrului (sticlă); 5 – cubul superior (cauciuc); 6 – tub de nylon; 7 – dop (cauciuc); 8 – corpul tensiometrului (material plastic); 9 – cupa de ceramică poroasă; 10 – șină (aluminiu); 11 – linie gradată; 12 – șurub pentru gradare.

Acest aparat de mare precizie nefiind suficient cunoscut în tehnica noastră, în cele ce urmează se vor da indicațiile necesare unei corecte exploatare și valorificări (după prospectul firmei Neghev).

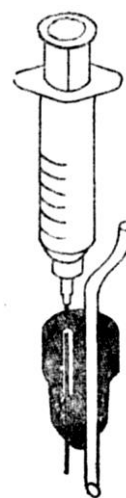
Cu două ore înainte de turnarea apei se vor face următoarele două operații:

- se cufundă cupa (9), atașată la corpul aparatului (8), într-un vas cu apă, astfel, ca să se îmbibe cu lichid;
- se fierbe apa într-un vas; după răcire se toarnă în ea lichidul verde, care se găsește în accesorii.

Culoarea verde, fără a influența funcționarea aparatului, înlesnește observarea bulelor de aer și circulația apei în aparat.

Tensiometrul se umple în felul următor:

- se fixează șina cu scara gradată (10) în poziție verticală în pământ, la o adâncime de 30 cm;
- se ridică garnitura de etanșare (3) cu circa 10 cm deasupra recipientului pentru mercur (2) și se toarnă cu atenție mercurul din sticlă în recipient;
- se coboară garnitura de etanșare (3) astfel ca marginea ei să acopere recipientul de mercur (2);
- se umple complet corpul tensiometrului (8) cu apă fiartă (și răcită);
- se închide ermetic corpul aparatului cu dopul de cauciuc (7);
- seringă din material plastic, aflată în accesorii, se umple cu apă fiartă și colorată în verde, scoțându-se tot aerul (din seringă);
- această apă colorată se injectează cu acul seringii, prin dopul de cauciuc (7), în corpul tensiometrului (8). Se va injecta apa în corpul (8) până ce tubul de nylon (6) și țeava manometrului (4) se vor umple complet cu apă și nu vor mai conține bule de aer (fig. 8.30).



**Fig. 8.30.** Injectarea apei în tensiometru.

Dintr-o poziție în altă aparatul se mută cu atenție, fiind umplut cu apă și mercur.

Gradarea aparatului se face în uzină, însă pentru verificări și adaptări se poate face și în teren.

Gradarea tensiometrului înseamnă a potrivi linia gradată astfel ca atunci când cupa de ceramică (9) este cufundată în apă sau se află într-un sol saturat cu apă, coloana de mercur să ajungă la „0” de pe scara gradată (poziția din fig. 8.29). Punctul „0” depinde de distanța dintre cupa de ceramică (îngropată în pământ) și recipientul de mercur. Modificând adâncimea la care se află cupa sau adâncimea șinei de aluminiu se va schimba și punctul „0”.

În teren tensiometrul se gradează astfel [13]:

- cupa poroasă de ceramică (9) se așază la

adâncimea necesară, iar șina (10) se fixează în poziție perfect verticală;

– pământul din jurul cupei se udă suficient ca să se poată forma o pungă de noroi (în jurul cupei);

– se liberează rigla gradată (11) prin slăbirea șurubului pentru gradare (12);

– se mișcă linia gradată (11) în sus și în jos, până ce gradația „0” se va găsi în dreptul suprafeței superioare a coloanei de mercur (v. fig. 8.29);

– fixându-se rigla gradată cu șurubul în această poziție, aparatul este pregătit pentru funcționare.

Tensiometrul Meghev măsoară energia necesară pentru extragerea apei din sol. Principiul de funcționare este următorul: când pământul este uscat suge, prin porii cupei de ceramică, apa din tensiometru, aceasta face ca nivelul mercurului din tubul manometrului (4) să se ridice, pe măsură ce solul este mai uscat. Când solul devine umed, are loc procesul invers: apa din sol trece în tensiometru, iar mercurul din manometru coboară.

Tensiometrul Neghev funcționând ca un regulator („rădăcină artificială” – prospect Neghev), indică cu mare exactitate termenele de udare, respectiv începerea și oprirea udărilor.

Explicarea citirilor tensiometrului:

Centibari

0-10 – pământul este saturat cu apă; există pericolul lipsei de oxigen.

10-25 – este intervalul pentru plante sensibile, cu rădăcini superficiale și pentru culturi din terenuri bine drenate. În general nu se aplică udări în acest interval.

25-50 – intervalul obișnuit de irigare pentru majoritatea culturilor în soluri normale.

50-70 – limita uscăciunii. Planta întâmpină greutatea la absorbirea apei din sol.

Cartarea sucțiunii se face zilnic în stațiuni, iar rezultatele se înscriu pe cartele de genul celei din figura 8.31, acestea folosind și pentru udările sezonului în curs, dar și pentru elaborarea viitoarelor planuri de irigare.

Amplasarea tensiometrului în teren se face astfel:

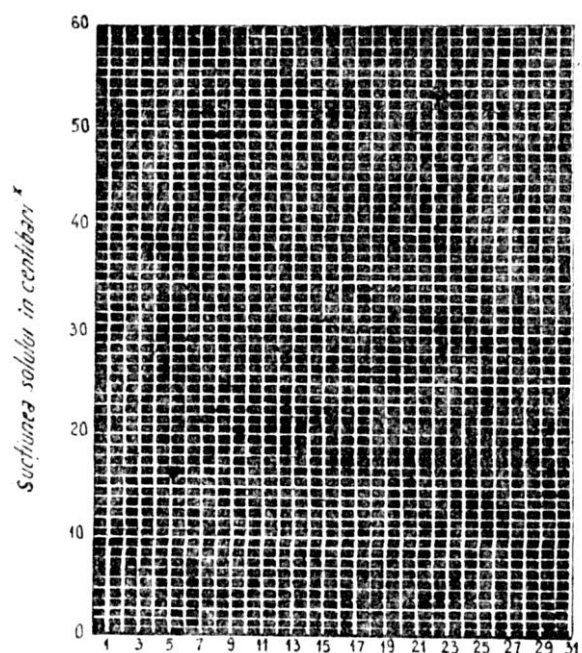
– cupa de ceramică (9) se introduce într-o gaură ( $D_n = 7/8''$ ) făcută din timp între rândurile de plante, la adâncimi necesare (30, 60 cm);

– șina se introduce în pământ până la linia orizontală marcată (v. fig. 8.29);

– aparatul trebuie protejat la exterior de umezire excesivă, de stropiri etc.;

– când este vorba de plante cu rădăcini superficiale, devine suficient câte un singur aparat la fiecare punct de control, cupa poroasă fixându-se aproape de centrul sistemului radicular;

– în cazul plantelor cu rădăcini adânci, trebuie instalate câte două aparate la fiecare punct de control (fig. 8.32); unul în sfertul superior, iar celălalt în sfertul inferior al sistemului radicular.



Punctul de control..... Luna..... 19.....

Adâncimea tensiometrului.....

Apa folosită..... Momentul irigației.....

Fig. 8.31. Diagramă de control tensiometric: tensiunea apei se măsoară cu unități centibar; 1 centibar = 1/100 bar, 1 bar = 0,98692 atmosfere; se ia de obicei 1 bar = 1 atm.

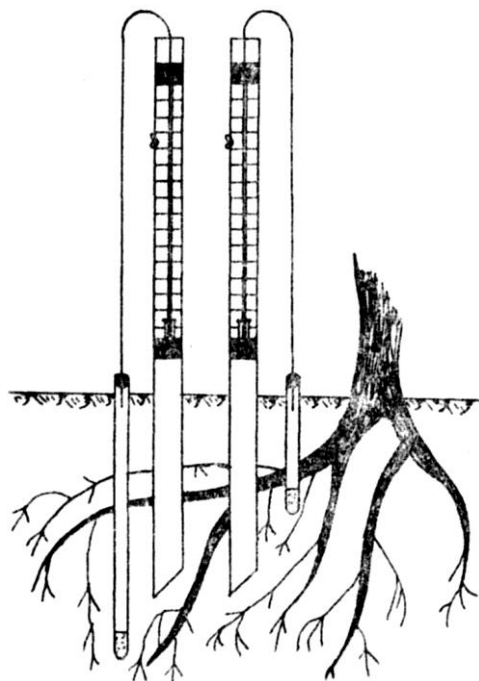


Fig. 8.32. Schema de amplasare a două tensiometre în punctul de control [13].



Numărul și poziția punctelor de control se vor stabili în funcție de felul culturilor, natura și omogenitatea solului și sistemul de irigație.

Tensiometrul Neghev prezintă numeroase avantaje, datorită:

- manometrului cu mercur, care face posibilă o citire precisă;
- cupa de ceramică este așezată în mijlocul culturilor, pe când manometrul poate fi instalat la o distanță de zeci de metri, permițând înscrierea acestui aparat în procesul de automatizare a sistemului de irigație;
- aparatul (8) și tubul de nylon (7) pot fi îngropate în pământ, spre a le feri de lovituri și ca să nu împiedice circulația pe teren.

Tot în această categorie de tensiometre se încadrează și tensiometrul „Multiplu”, ca și tensiometrul „Arava”, produse tot de firma Neghev.

4. *Tensiometrul „Multiplu”* (figurile 8.33 – 8.35) pentru patru sau mai multe cupe de ceramică, de dimensiuni diferite, are concentrat tuburile manometrice pe aceeași tablă (deci citirile se fac concomitent pe tabla comună). Aparatul dispune de contacte speciale, care fac posibil un sistem automat de irigare, cu ajutorul unor vane acționate electric.

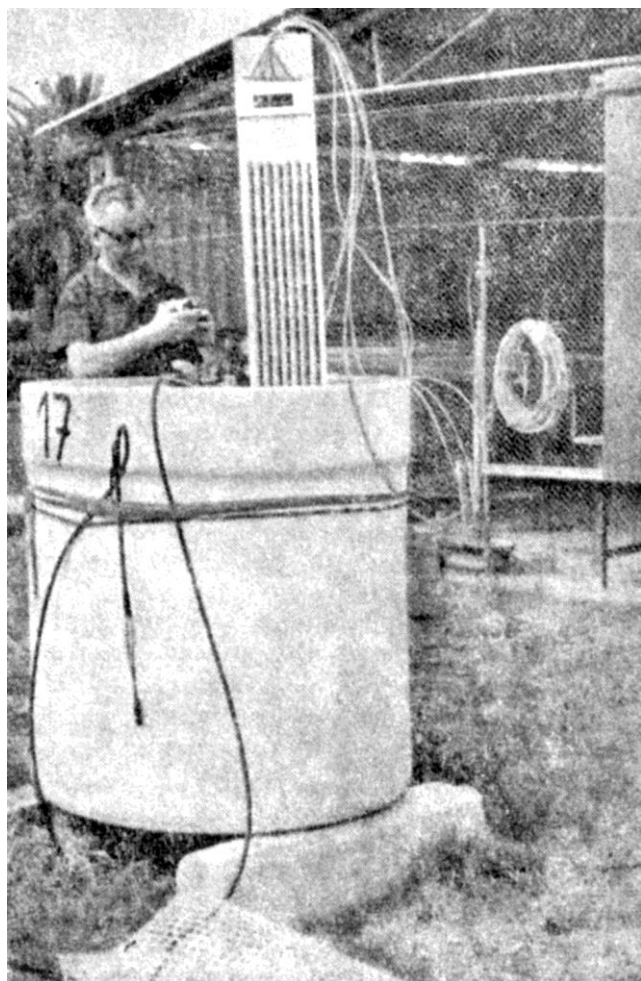


Fig. 8.33. Tensiometru multiplu (foto autor, 1970)

5. *Tensiometrul „Arava”*, extrem de sensibil, are șina (10) divizată numai în 20 centibari. Lungimea și-nei este de 80 cm. Se folosește acest tensiometru în sere și în câmpuri experimentale.

În cazul sistemelor de irigații automatizate, tensiometrele prezentate mai sus (firma „Neghev–Nirim”) pot comanda închiderea și deschiderea vanelor pe circuitul: tensiometru → calculator → programator → control → sistem de aplicare (fig. 8.34 și 8.35).

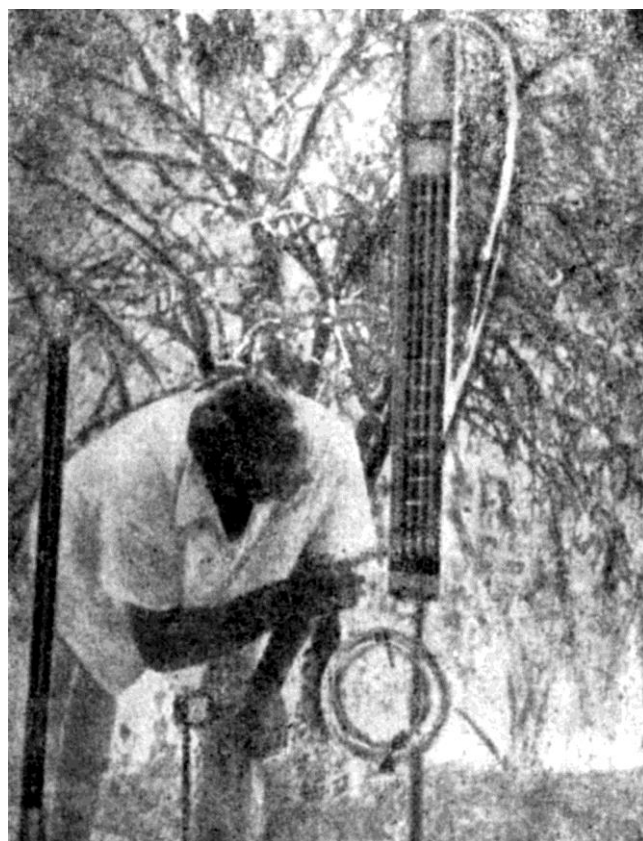


Fig. 8.34. Punct de control al umidității prevăzut cu două tensiometre (simplu și multiplu) și un electrometru tip Neghev (foto autor, 1970).

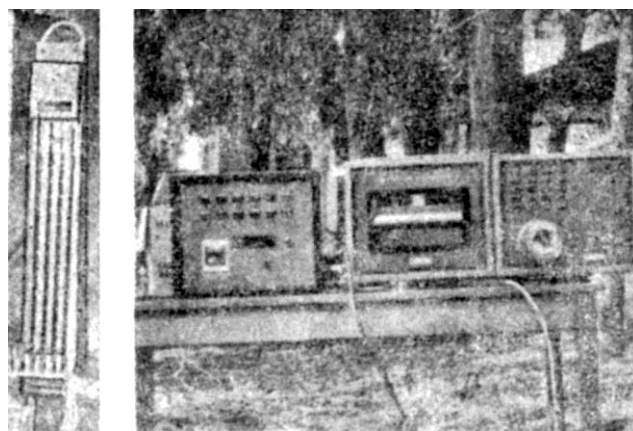


Fig. 8.35. Tensiometru multiplu conectat cu stația de evaluare – decizii – control, la Institutul de Cercetări Volcani, Rehovot – Israel: a – detalii tensiometru; b – echipamentul de evaluare decizie (foto autor, 1970)



6. *Electrotensiometrul* se folosește în sistemele de irigații automate.

Componentele de bază ale aparatului sunt următoarele trei: electrotensiometrul, întrerupătorul electric al sistemului, care conține programul cerințelor, valva solenoid, care închide și deschide sistemul de irigație.

Electrotensiometrul se instalează în sol la adâncimea necesară urmării gradului de sucțiune.

Fiecare tensiometru este conectat la sistemul de comutatoare electronice prin cablul de legătură.

Sistemul de comutare este conectat la o valvă solenoid, care închide sau deschide curgerea apei în sistemul de irigație.

Când apa măsurată în sol descrește, solul absoarbe apa din electrotensiometru prin capsula poroasă de ceramică de la bază. Tensiometrul înregistrând creșterea sucțiunii în sol, deschide sistemul de întrerupătoare electronic care comandă deschiderea valvei solenoid, ce debitează volumul necesar de apă.

Când apa din sol atinge o anumită valoare (plafon) fixată, în tensiometre se realizează un alt contact electric, ce excită din nou sistemul de întrerupătoare electronice care va comanda închiderea valvei.

Constructiv și funcțional, electrotensiometrul (fig. 8.36) este format din: un tub transparent din material plastic (A), care este legat la cupa de ceramică poroasă (B), ce este acoperită cu un capac (C). Un tub flexibil din plastic (D) este legat la tubul (A), iar la partea superioară la tubul capilar (E), care este scufundat cu baza în rezervorul cu mercur (F). Acest rezervor (F) este legat cu un rezervor secundar cu mercur (G) printr-o țevă subțire (H). Pe o față a rezervorului cu mercur există un contact (CC) care realizează contactul electric permanent între mercurul din cele două rezervoare (F) și (G). În capacul rezervorului cu mercur (G) se găsesc două contacte (CA) și (CB), ce produc un contact electric care se închide automat la o înălțime maximă a mercurului și se deschide automat la o înălțime minimă a mercurului din rezervorul (G).

Pentru punerea în funcțiune a electrotensiometrului se umple rezervoarele (F) și (G) cu mercur, până la înălțimea necesară. Cu ajutorul unei căni se toarnă apă în electrotensiometru prin deschiderea (C<sub>2</sub>) a capacului metalic (C). Șurubul (C<sub>1</sub>) este deșurubat și apa este introdusă în tubul (A), până când se elimină bulele de aer și apa iese prin orificiul (K). Se înșurubează apoi șurubul (C<sub>1</sub>) până se etanșează aparatul. Contactele (CA) și (CB) sunt reglate pentru a indica sucțiunile maximă și minimă a solului.

Electrotensiometrele se pot folosi pentru diferite soluri și culturi. În figura 8.37 se arată un electrotensiometru «Nirim», precum și dispunerea acestora pentru diferite culturi și situații.

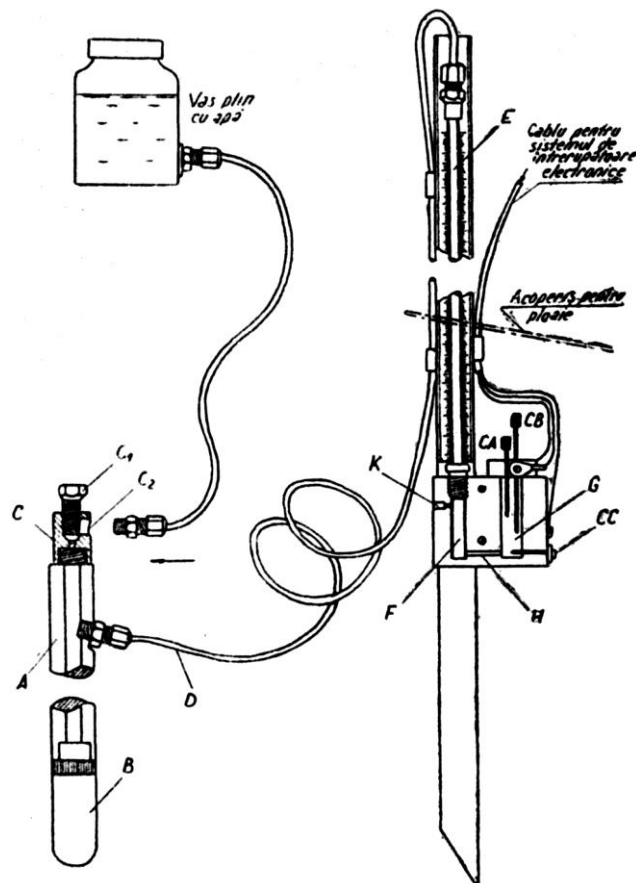


Fig. 8.36. Electrotensiometrul ICWA (Israel Centre of Waterworks appliances, 1987) [14].

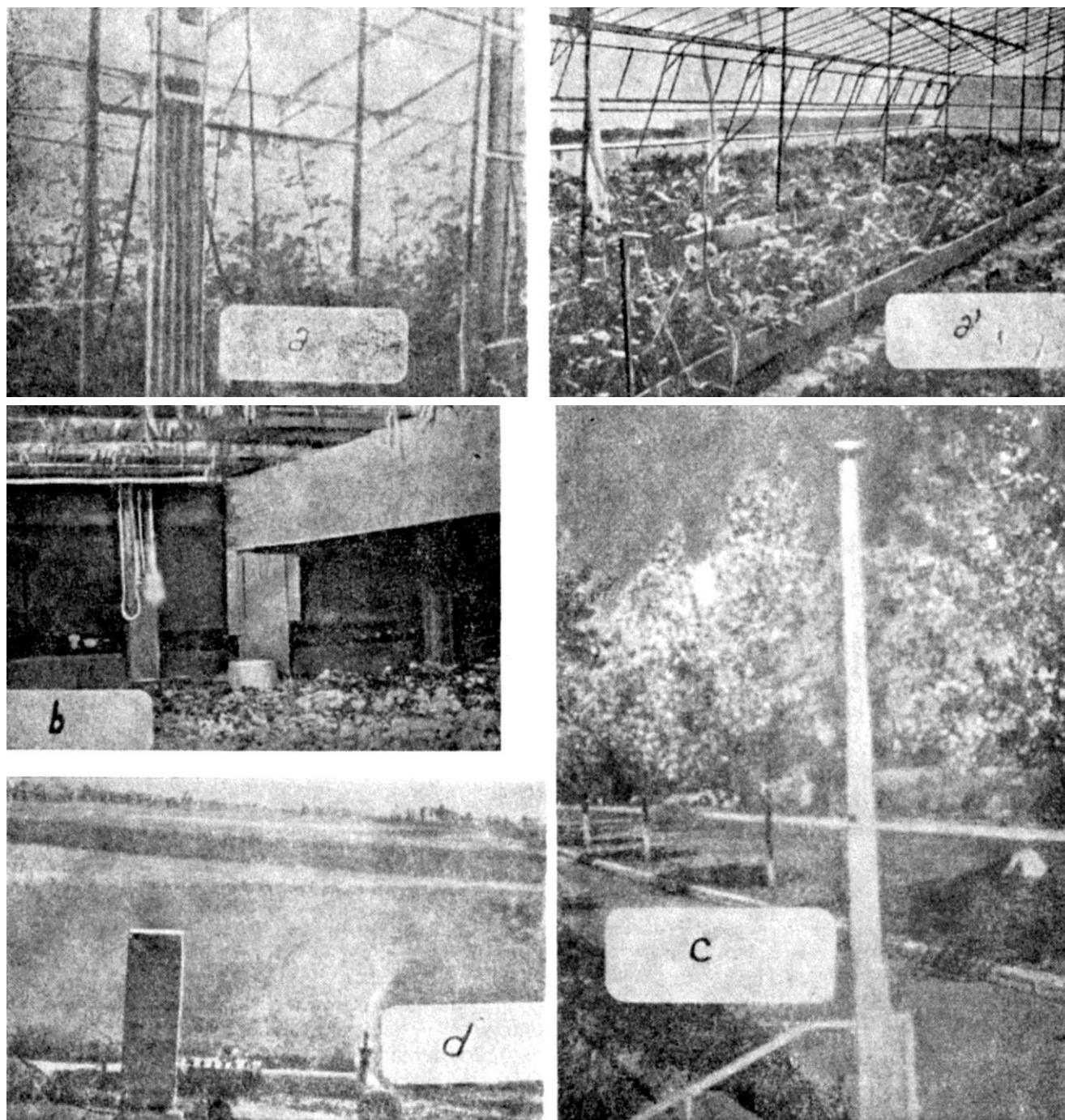
**Scheme de automatizare a colectării datelor cu electrotensiometrele.** Automatizarea irigației trebuie să asigure cantitățile potrivite (necesare) de apă la timpul potrivit, cu consum minim de energie. Apa necesară este fixată prin deficitul măsurat în zona rădăcinilor cu ajutorul aparatelor prezentate (tensiometre și electrotensiometre).

Electrotensiometrele legate în rețeaua de automatizare a sistemelor de irigații, la nivelul parcelar (fig. 8.38), măsurând tensiunea de reținere a apei în sol, furnizează datele pentru: decizia când se irigă, cantitatea de apă necesară și controlul cantității de apă folosită (la sfârșitul acțiunii).

### 8.3.1.3. Măsurarea consumului de apă al plantelor. Principii, metode, aparate

**Principii și metode.** Consumul de apă al plantelor variază în timpul sezonului de vegetație, crescând în timpul fazelor critice (pentru umiditate, ale plantelor).

Conducerea regimului de irigație în funcție de fazele critice constă în aplicarea udărilor imediat ce încep aceste faze. Aplicarea corectă a udărilor, în acest caz, depinde de cunoașterea în prealabil a fazelor critice specifice pentru fiecare plantă.



**Fig. 8.37.** Exemple de folosire a electrotensiometrelor:  
*a, a'* – în sera de trandafiri; *b* – la culturi de ciuperci; *c* – pe plantații irigate; *d* – la culturi de cartof.

Aplicarea udărilor după acest criteriu sprijinit pe observații (nu pe măsurători) poate conduce la consum mare de apă (risipă), fără atingerea parametrilor optimi. În prezent, nefiind puse la punct aparate cu ajutorul cărora să se facă măsurători exacte privitoare la fazele critice, sunt folosite procedeele legate de măsurarea consumului de apă (al plantei) prin evapotranspirație. De asemenea încep să capete extindere și metodele bazate pe indicii fiziologici ai plantei.

Evapotranspirația (suma consumului productiv prin transpirația plantelor și a pierderilor prin evapora-

re) fiind influențată de o serie de factori, se poate măsura cu aparate adecvate fenomenului:

- evaporimetrele au la bază o suprafață poroasă îmbibată cu apă (aflată în echilibru cu atmosfera), amplasată astfel încât evaporarea să fie influențată numai de caracteristici meteorologice;

- bacurile de evaporare (bazine experimentale) ș.a. (în capitolul 3 sunt prezentate, în extenso, procedeele de calcul ale evapotranspirației folosind formule bazate pe balanța energiei, pe măsurarea radiației solare, pe temperatură etc.).

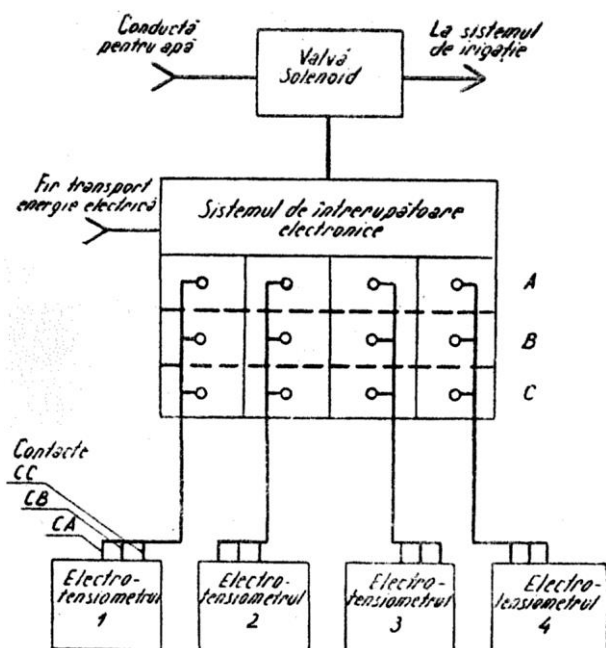


Fig. 8.38. Schema sistemului de automatizare pentru colectarea datelor și darea deciziilor. Sistem Layout [14]:  
CC – contact permanent; CA – contact de maxim;  
CB – contact de minim.

Metodele fiziologice constau în punerea în evidență a unei reacții a plantei, în lipsa apei. Se folosesc pentru această evidențiere (a deficitului de apă) următorii indici fiziologici: forța de sugere a celulelor, concentrația sucului celular și deschiderea stomatelor.

Determinările necesare se referă la stabilirea pragului critic al acestor indicatori, pe baza căruia se va putea determina data aplicării udării.

**Aparate pentru măsurarea consumului de apă.** În lucrarea de față, urmărindu-se aspectele legate de automatizarea proceselor de irigare – udare, se vor prezenta numai aparatele de măsurare a consumului de apă ce permit automatizarea. După cum s-a văzut, pentru stabilirea fazelor critice se fac observații directe în câmp, care ies (deocamdată) din sfera automatizării, iar aparatura folosită pentru evidențierea unor reacții în plantă (ca refractometru, porometru ș.a.) nu este adaptată pentru automatizare.

Aparatura caracteristică colectării datelor privitoare la consumul de apă al plantelor este constituită din lizimetre și tensiometre adaptate acestui scop.

1. **Lizimetrul** (evapotranspirometrul). Aparatul determină consumul total maxim de apă al culturilor agricole direct în câmp, însă în medii izolate (fig. 8.39, a, b).

Lizimetrul este alcătuit dintr-un bazin (din tablă groasă  $e = 3-4$  mm), cilindric sau paralelipipedic, cu suprafața de  $1-4$  m<sup>2</sup> și adâncimea de  $0,8-1,2$  m, umplut cu pământ. La fundul bazinului se așterne, înainte de punerea pământului, un strat drenant gros de  $0,35$  m format din pietriș și nisip grosier.

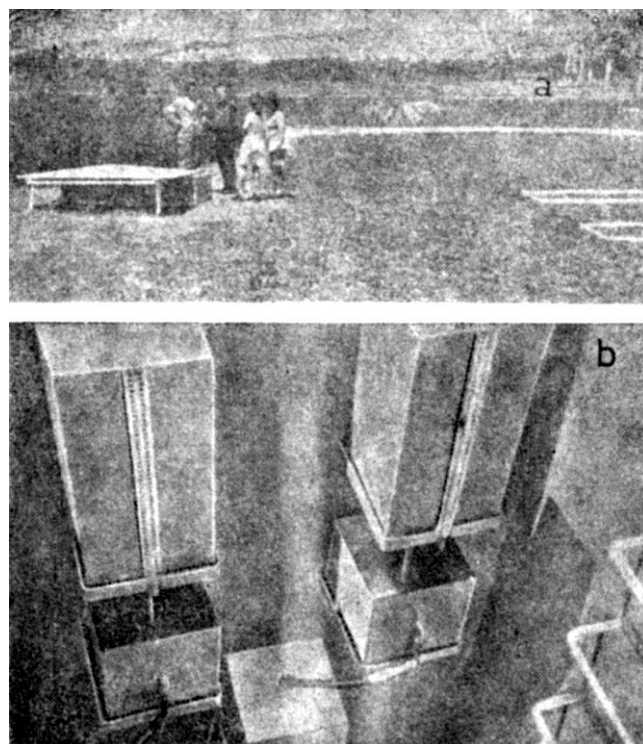


Fig. 8.39. Lizimetru la Stațiunea experimentală Stara-Zagora Bulgaria. a – vedere de ansamblu a amplasamentului; b – detalii interior; cabina de înregistrare cu rezervorul de nivel constant. (foto autor, Congresul al VIII-lea Internațional I.C.I.D., Varna, 1972).

Lizimetrul primește apă fie prin irigație (de suprafață sau aspersiune), fie dintr-un rezervor cu nivel constant, situat deasupra stratului drenant (fig. 8.40), fie cu alimentare mixtă.

La fundul bazinului, respectiv al stratului drenant, se află o descărcare a apei drenată (din lizimetru), care se măsoară în cabina de înregistrare (v. fig. 8.39, b).

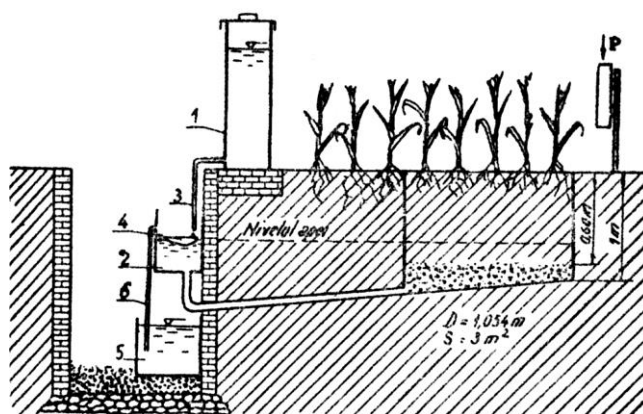


Fig. 8.40. Schema unui lizimetru cu alimentare dintr-un vas cu nivel constant [16]: 1 – rezervor de alimentare; 2 – vas cu nivel constant; 3 – conductă de alimentare; 4 – flot; 5 – vas colector; 6 – preaplin.

Alimentarea cu apă a lizimetrelor se face prin udări periodice, la intervale convenționale, de obicei la 5 zile, prin stropire, calculându-se doze care să depă-

șească puțin capacitatea de reținere a solului. Aceasta pentru a se putea colecta un mic exces de apă necesar întocmirii bilanțului de apă al solului din lizimetru.

La însămânțare și la recoltare se determină proviziile de apă din sol ( $R_i^*$  – rezerva inițială și  $R_i^{**}$  – rezerva finală), pe cale gravimetrică sau prin alte metode.

Datele de consum obținute în lizimetre, în condiții particulare (cultivarea plantelor într-un volum de sol izolat și alimentat cu apă în exces) reprezintă evapotranspirația maximă ( $ETM$ ), care poate fi urmărită pe perioade scurte. Pentru obținerea valurilor normale ale evapotranspirației (din parcelele cu regim optim de irigare), trebuie să se corecteze datele obținute în lizimetre ( $ETM$ ) cu anumiți coeficienți.

Lizimetrele se montează în câmp în baterii de câte trei (câte trei repetiții) pentru fiecare cultură, în interiorul unei parcele de circa 0.25 ha, în condiții de irigare.

La Rehovot, la Facultatea de Agronomie, evapotranspirometrele, de tip cilindric, sunt amplasate la suprafața terenului (v. fig. 8.33).

2. *Tensiometrul folosit în irigația automată la controlul evapotranspirației.* Tensiometrul se conectează la o instalație de subirigare. Instalația a fost realizată (Italia) pe două circuite independente din tuburi de PVC cu  $D_n = 12$  și 10 (perforate), așezate la distanța de 1,5 m unul de altul și la adâncimea de 0,15 m. Alimentarea cu apă a instalației se face de la un recipient cu nivel constant (fig. 8.41).

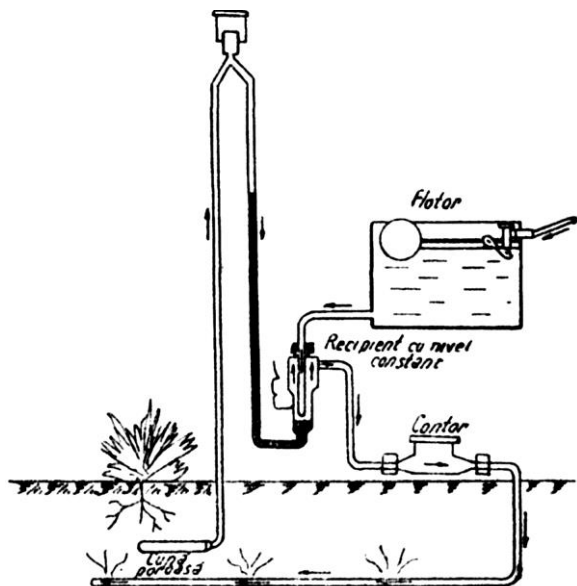


Fig. 8.41. Schema de amplasare și funcționare a tensiometrului [17].

Când se atinge o tensiune capilară dorită, aprovizionarea cu apă încetează și începe automat după consumul prin evapotranspirație. Controlul volumului de apă consumată se face cu ajutorul contorului, cu pre-

cizie de aproximativ 2%. Pentru evitarea pierderilor în adâncime se acționează când nivelul mercurului este de 370 mm (nivel 5 m  $H_2O$ ).

Acest aparat este un evapotranspirometru care furnizează apa la solicitări directe ale sistemului radicular, evitându-se excesul și pierderile în adâncime.

Contorul permite să se înregistreze zilnic consumul hidric la o tensiune capilară dinainte fixată.

Amplasarea instalației în teren se face conform figurii 8.42.

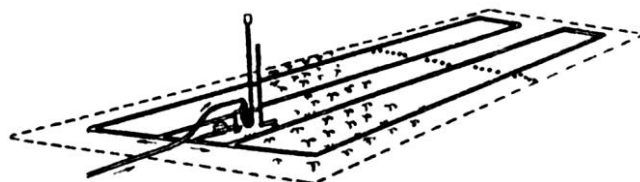


Fig. 8.42. Amplasarea în câmp a instalației de subirigare [17].

3. *Evaporimetrul pilot.* Este alcătuit dintr-un bac (mic rezervor), cu  $D_n = 10$  cm, conținând apă, în care se scufundă doi electrozi, între care circulă un curent foarte slab (fig. 8.43, a, b, c).

Ansamblul este plasat într-un adăpost meteorologic (fig. 8.44) așezat în livadă.

Fluctuațiile de nivel (minim și maxim) în bac (prin evaporare, respectiv alimentare cu apă) sunt transmise programatorului, care comandă închiderile și deschiderile succesive ale vanelor electrice (fig. 8.45).

**Schema de automatizare a colectării datelor privind consumul de apă și transmiterea comenzilor.** Colectivul de specialiști ai Companiei Bas-Rhône – Languedoc (Pierre Rutten ș.a.) împreună cu Laboratorul de Automatică al Universității Montpellier au realizat instalația automată de irigație aservită consumului de apă prin evapotranspirație (fig. 8.46), măsurată cu evaporimetru pilot.

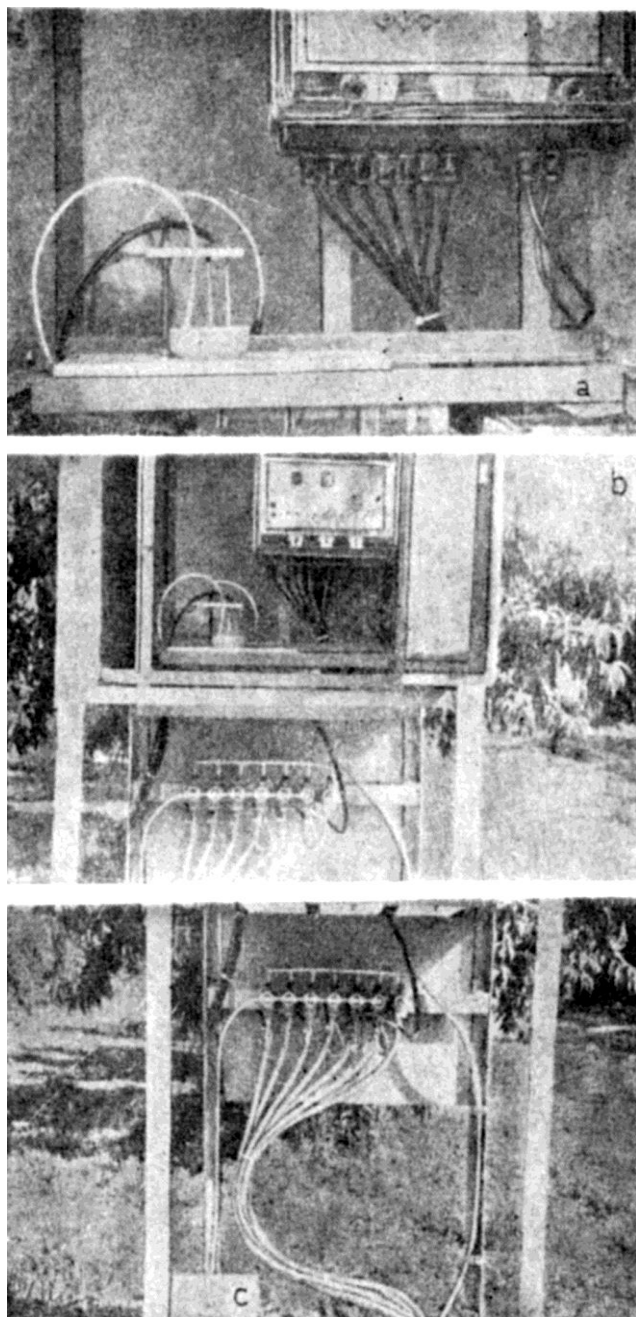
*Dispozitivul de conducere automată a instalației de udare în funcție de evapotranspirația potențială* [18]. Dispozitivul permite dozarea automată a apei în funcție de condițiile climatice și de cantitățile de apă ce

urmează a fi distribuite astfel, ca raportul  $\frac{ET_r}{ET_p}$  să fie constant.

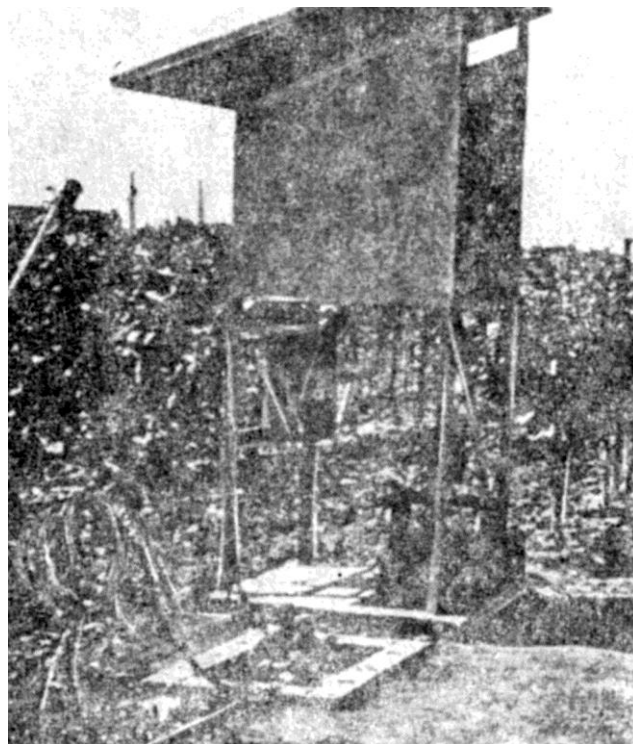
Dispozitivul este compus dintr-un bac de evaporare pilot, în care se injectează, la sfârșitul fiecărei perioade de udare, o cantitate determinată de apă. Figura 8.47 reprezintă schematic ansamblul acestui dispozitiv.

Reperul (1) reprezintă un bac de evaporare care conține apă. O picătură de mercur (2) este plasată în apă pentru a împiedica dezvoltarea algelor sau a microorganismelor. Bacul (1) se amplasează în adăpostul meteorologic.

În bac se scufundă doi electrozi verticali (3) și (4). Electrocul (3) este coborât mai jos, fiind legat la sursa de alimentare (5), legată la rețeaua (6). Electrocul (4) este mai scurt (electrod de detecție) și extremitatea sa inferioară indică nivelul de referință. El se leagă la intrarea amplificatorului (7). Electrozii sunt introduși în camera de liniștire (8). Conducta de scurgere (9) a unei pipete automate (10) e amplasată deasupra bacului. Pipeta automată este reprezentată în fig. 8.48.



**Fig. 8.43.** Amplasarea evaporimetrului în schema de automatizare a irigației într-un câmp experimental din Sistemul de irigații Rhônul inferior, Languedoc – Franța (foto autor, 1971): *a* – bacul evaporimetru – detaliu; *b* – legătura la programator; *c* – transmiterea comenzilor la vanele automate.



**Fig. 8.44.** Un adăpost meteorologic închide evaporimetrul pilot și programatorul [18].



**Fig. 8.45.** Electrovalve pilot prevăzute cu contor [18].

Figura 8.49 reprezintă schematic circuitele electrice și electronice ale dispozitivului. Bornele (6) sunt borne de ramificație pe sector. Reperul (5) reprezintă circuitul de alimentare, (7) este amplificatorul, (22) este releul electromagnetic cu contact închis, când electrocul (4) e în afara apei, (23) este un programator care comandă închiderile și deschiderile succesive ale vanelor electrice (24) ce alimentează membranele (25) și vanele (26), (19) este motorul de antrenare al pipetei și camei (20); circuitul (5) cuprinde un transformator (21), contact inversor (18) al programatorului, divizorul de tensiune (29), releul (31), contactul (32), motor sincron (33), bobina (34) montată în paralel, alimentată prin contactele (35) și (38). Contactele (28) și (36) deschid electrovana (24). Contactul (36) alimentează bobina (34) și motorul (33). Temporizatorul se poate



regla pentru o durată predeterminată. Închiderea contactului (37) alimentează motorul (19), care antrenează cama (20). Contactele (21) și (38) basculează, până când se realizează un tur complet. Deschiderea contactului (35) provoacă sosirea de la temporizator și închiderea electrovanei (24), temporizatorul este rearmat pentru un nou ciclu.

Pipeta automată este compusă din: cilindru calibrat (11), în care se deplasează pistonul (12). Cilindrul (10) comunică prin clapetele (13), (14) cu conducta de scurgere (9) și cu tubul de aspirație (15), scufundat într-un recipient plin cu apă (16). Clapeta (14) este de aspirație, iar (13) este de refulare. Pistonul (12) este antrenat de biela (17) și manivela (18), care sunt antrenate de motorul (19). Pe manivela (18) există o camă, care acționează asupra întrerupătorului (21).

Dispozitivul se poate aplica la toate instalațiile de udare sub presiune.

Într-o instalație complet automatizată, vanele sunt comandate succesiv prin programator ale căror declanșări succesive sunt provocate prin variațiile nivelului apei în bacul de evaporare pilot. Cantitatea de apă livrată prin dispozitivele de udare este proporțională cu evaporația apei în bac, coeficientul de proporționalitate fiind înscris pe programator.

Același bac pilot poate comanda toate instalațiile de udare situate într-un perimetru relativ întins, cu condiții climatice asemănătoare (de exemplu, cu o rază

de acțiune de circa 50 km) [18].

Pentru fiecare cultură trebuie însă să existe un programator pe care se reglează timpii.

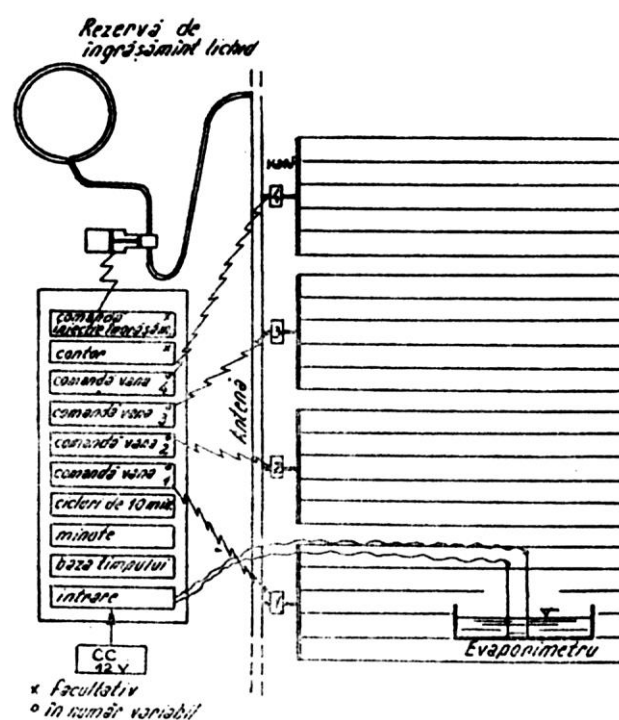


Fig. 8.46. Schema unei instalații automate aservită evapotranspirometrului. Instalația asigură simultan și îngrășământul necesar.

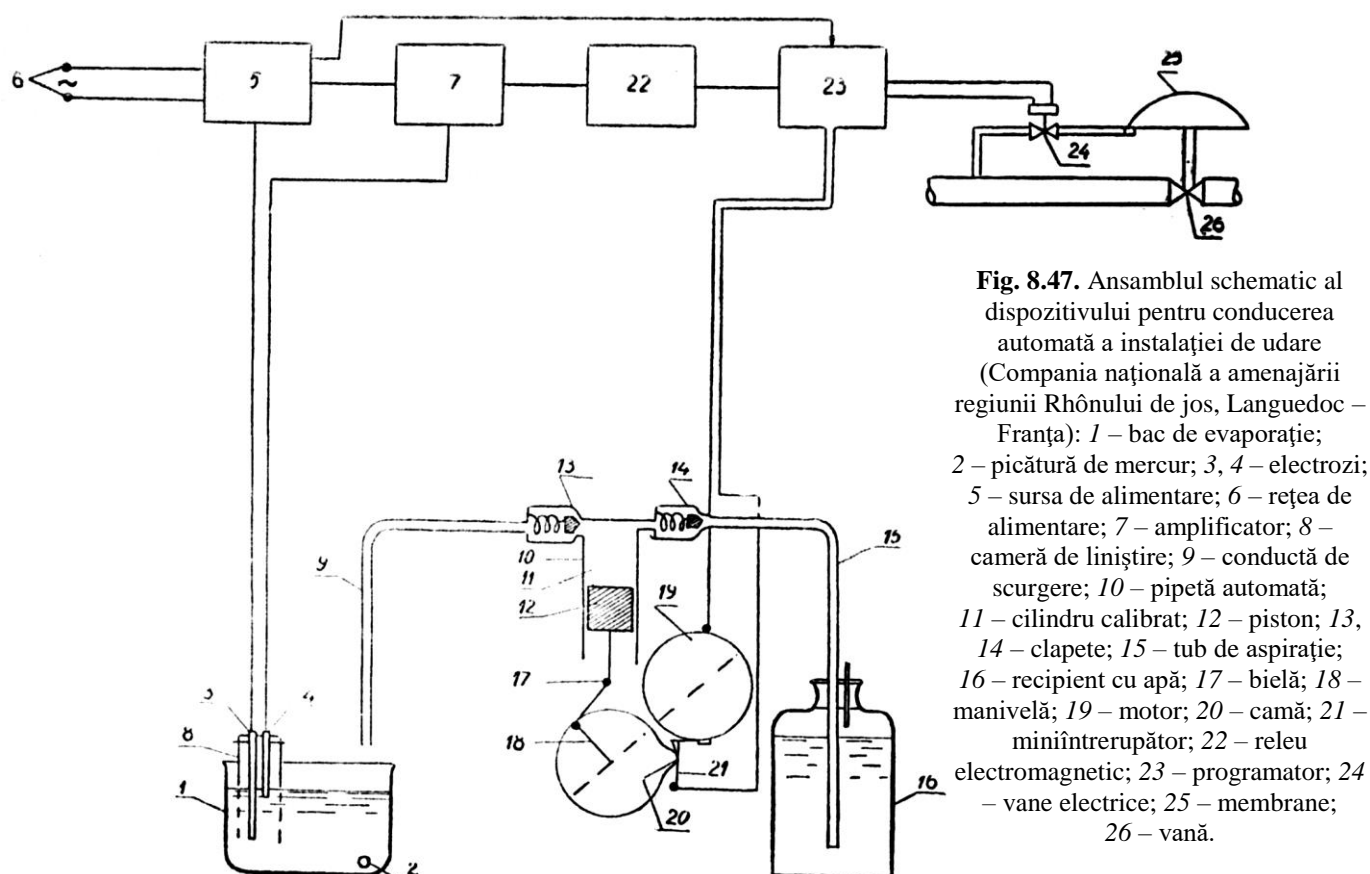
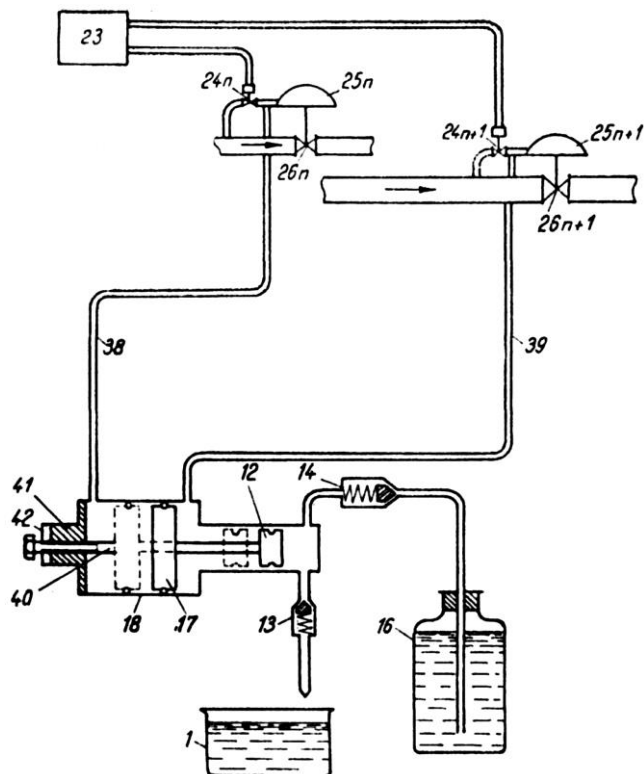


Fig. 8.47. Ansamblul schematic al dispozitivului pentru conducerea automată a instalației de udare (Compania națională a amenajării regiunii Rhônului de jos, Languedoc – Franța): 1 – bac de evaporare; 2 – picătură de mercur; 3, 4 – electrozi; 5 – sursa de alimentare; 6 – rețea de alimentare; 7 – amplificator; 8 – cameră de liniștire; 9 – conductă de scurgere; 10 – pipetă automată; 11 – cilindru calibrat; 12 – piston; 13, 14 – clapete; 15 – tub de aspirație; 16 – recipient cu apă; 17 – biela; 18 – manivelă; 19 – motor; 20 – camă; 21 – miniîntrerupător; 22 – releu electromagnetic; 23 – programator; 24 – vane electrice; 25 – membrană; 26 – vană.



**Fig. 8.48.** Reprezentarea schematică a unei pipete automate (Compania națională a amenajării regiunii Rhônului de jos, Languedoc – Franța): 1 – bac de evaporare; 12 – piston; 13, 14 – clapete; 16 – recipient cu apă; 17 – bielă; 18 – manivelă; 23 – programator; 24n, 24n + 1 – vane electrice; 25n, 25n + 1 – membrane; 26n, 26n + 1 – vane; 38, 39 – conducte; 40 – ax motor; 41 – carcasă; 42 – lagăr.

### 8.3.2. METODE, ECHIPAMENTE ȘI APARATE PENTRU PRELUCRAREA ȘI INTERPRETAREA DATELOR

Prelucrarea datelor înseamnă exprimarea parametrilor (citiți) (privitori de exemplu la apa din sol), în mărimi care să poată fi comparate cu valori ale plafo-nului minim de umiditate din sol, sau cu valori ale ca-pacității de câmp a solului respectiv.

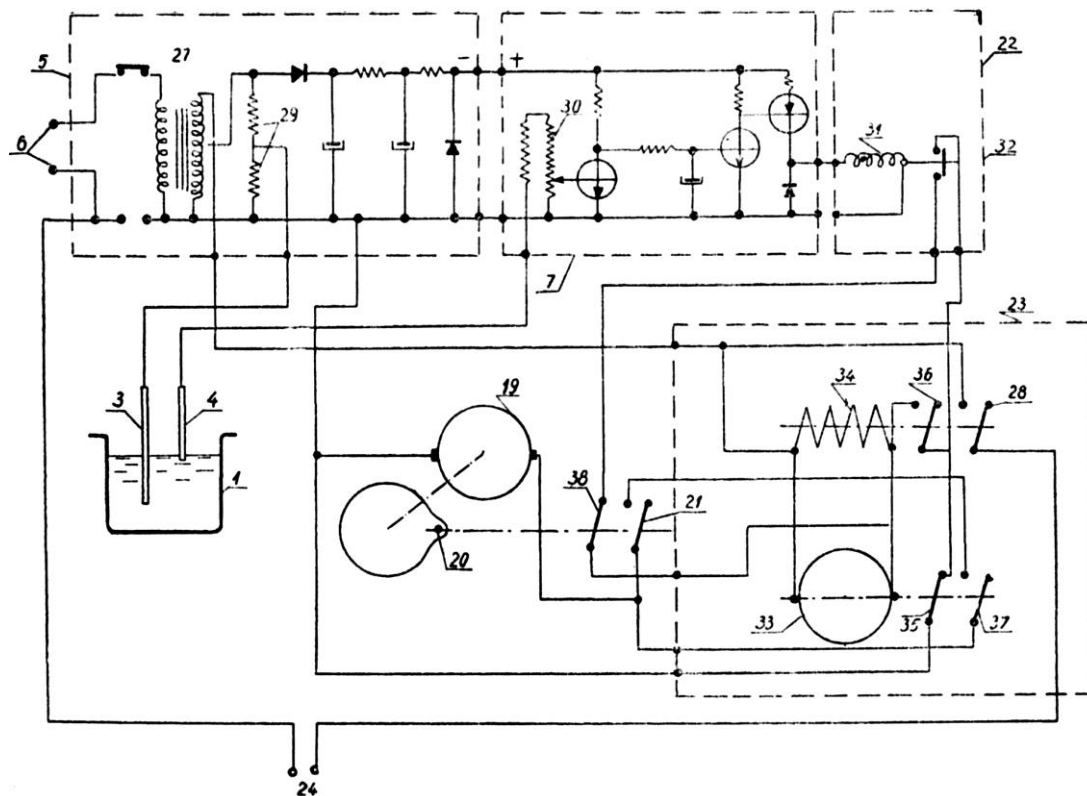
Totodată, prelucrarea datelor trebuie să țină sea-ma și de factorul plantă (necesitățile de apă pentru buna dezvoltare a plantei în faza de vegetație respectivă).

Prelucrarea datelor colectate (de exemplu, apa din sol) se poate face în condiții și cu aparatură foarte diferite, pornindu-se, în cazul aparatelor simple de în-registrare, de la prelucrarea de către un operator și ajungându-se până la cele mai perfecționate și adecvate calculatoare.

Se folosesc, de obicei, pentru interpretarea date-lor, o serie de aparate care exprimă parametrii citiți sub diferite forme: % de umiditate, valori ale sucțiunii sub formă de presiune, variații ale unor mărimi electrice etc.

La sistemele mari și moderne de irigații (auto-matizate), prelucrarea datelor se face cu ajutorul cal-culatorilor (numeric, analogic).

Calculatorul numeric lucrează cu mărimea fizică a umidității din sol, dar nu face corespondența între această mărime și timp, deoarece efectuează numai operații succesive.



**Fig. 8.49.** Reprezentarea schematică a circuitelor electrice și electronice (Compania națională a amenajării Rhônului de jos, Languedoc– Franța, 1970): 1 – bac de evaporare; 3, 4 – electrozi; 5 – bloc de alimentare; 6 – borne de alimentare; 7 – bloc de amplificare; 19 – motor; 20 – camă; 21 – întrerupător; 22 – releu electromagnetic; 23 – programator; 24 – contacte-vane; 27 – transformator; 28 – contact electric; 29 – divizor rezistiv; 30 – potențiomtru; 31 – bobina-releu; 32 – contact electric; 33 – motor; 34 – bobină; 35, 36, 37, 38 – contacte.

Calculatorul analogic este mai recomandabil pentru cazul la care ne referim; mărimea de referință introdusă în calculator este „plafonul minim”, care este stabilit deja, de la operațiile anterioare (v. subcapitolul 8.3.1.) pentru fiecare tip de sol aflat în limitele sistemului de irigații.

Parametrii mășurați sunt introduși în calculatorul analogic sub formă de tensiune electrică variabilă în timp. Calculatorul analogic efectuează citirile diferențelor existente între măsurătoare și plafonul minim de umiditate din solul respectiv; nelucrând cu valoarea numerică a unei mărimi fizice și acest calculator prezintă inconveniente.

O variantă modernă pentru simularea sistemelor de automatizare o constituie folosirea calculatoarelor hibride (analogic + numeric).

Pentru luarea unei decizii într-un sistem de irigații automat, unde există numeroși parametri ce trebuie luați în considerație, calculatoarele sunt indispensabile.

Pentru cazul la care s-a făcut referire, cu privire la aplicarea udării în funcție de umiditatea din sol, calculatorul este excitat de un electrotensiometru (v. figurile 8.35 – 8.38).

În figura 8.50 se prezintă un calculator cu bandă perforată, care este excitat de un electrotensiometru „Nirim”. Având dimensiuni reduse (două blocuri rabatabile de circa 30 x 30 x 10 cm), transportarea sa în locurile dorite este facilitată. Calculatorul este alimentat cu energie electrică de la rețeaua de 220 V (frecvența 50 Hz). El este prevăzut și cu un aparat de citire a suculunii, exprimată într-o mărime electrică (rezistență, tensiune), în funcție de tipul de instrument de măsură folosit de calculator.



**Fig. 8.50.** Calculator excitat de un electrotensiometru „Nirim” (foto autor, 1970).

În afară de calculatoare, pentru prelucrarea și interpretarea datelor se mai pot folosi o mulțime de aparate electrice, mecanice sau electronice, care diferă în funcție de schema (și locul în schemă) de automatizare folosită. Printre aceste aparate se poate enumera

și înregistratorul electronic compensator automat, cu diagramă de 250 mm tip ELR 36.

Înregistratorul tip ELR 36 face parte din categoria aparatelor secundare (de panou) și servește la indicarea și înregistrarea cu precizie mare (eroarea, raportată la valoarea maximă a scării de citire  $\pm 0,5\%$ ) în instalații de reglare automată cu semnal unificat (2...10 mA c.c.) a temperaturii, umidității, presiunii etc. [20]. Imprimarea se face pe o diagramă cu ajutorul unor penițe, care înregistrează continuu cu culori diferite, fiecare corespunzând unui punct măsurat. Înregistrarea se face pe o hârtie de 250 mm lățime, cu viteze de avans de 20, 60, 120 mm/oră.

### 8.3.3. METODE, ECHIPAMENTE ȘI APARATE PENTRU COMENZI ÎN SISTEM

**Principii și caracteristici ale aparaturii pentru comenzi în sistem.** Într-un sistem automatizat aplicat în irigații, comenzile se transmit de la postul dispecer la postul comandat, prin linia de telecomandă.

Aparatura pentru comenzi în sistem cuprinde: aparatura de comandă (de panou) și aparatura comandată (de regulă, la schemele automatizate în câmp).

*Aparatajul de comandă* constă din diferite dispozitive care acționează, de regulă, asupra alimentării cu energie electrică a aparaturii comandate. Cel mai frecvent folosite pentru realizarea acestui scop sunt întrerupătoarele (comutatoarele – întrerupătoare cu mai multe poziții). Constructiv se disting trei grupe mari de întrerupătoare: acționate mecanic, electromagnetice și electronice. În schemele de automatizare se folosește o mare diversitate de astfel de întrerupătoare, rolul lor fiind același: conectare – deconectare a unor circuite electrice.

*Aparatajul comandat.* Într-un sistem de automatizare pentru irigații, obiectivul care se urmărește a fi comandat este distribuția apei în câmp. Elementele comandate trebuie să fie capabile să modifice debitul de apă distribuit.

Acest obiectiv se realizează cu ajutorul vanelor amplasate pe conductele de distribuție a apei, comandate de la distanță.

Cele mai frecvente aparate comandate sunt vanele electrice cu motor și vanele solenoid. Automatizarea deschiderii sau închiderii acestor vane constă în automatizarea alimentării cu energie electrică a dispozitivelor care acționează aceste vane (motor electric, respectiv solenoid). Vanele folosite trebuie să fie construite de așa natură încât să poată fi comandate (de către dispozitivele de acționare) pentru trecerea unor debite variabile de apă. Ele trebuie să prezinte o mare siguranță în exploatare, fiind piesele cele mai solicitate



meccanic din întregul sistem de automatizare.

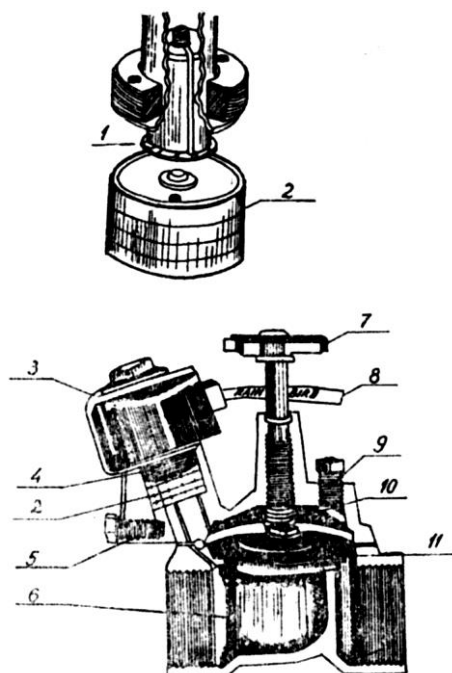
Reușita aplicării automatizării în procesele de irigare – udare este condiționată de corecta funcționare a acestor vane.

**Aparataj comandat.** Cuprinde mai multe tipuri de vane:

1. *Vană electrică solenoid comandată de la distanță* (tip RAIN BIRD). Vanele solenoid sunt produse care se fabrică în variante constructive foarte diversificate.

Teoretic, vanele solenoid au următorul principiu de funcționare: odată cu trecerea unui curent electric prin bobina unui solenoid, miezul (din material magnetic: tablă silicioasă din fier etc.) acestuia se magnetizează și atrage (sau respinge) o piesă metalică ce obține trecerea apei.

Vanele electrice solenoid, comandate de la distanță, tip E (după „Catalogul de echipament pentru irigație”, 1972, „Rain Bird”) au următoarele caracteristici tehnice (fig. 8.51):



**Fig. 8.51.** Vană electrică solenoid controlată de la distanță închisă normal (după Catalog de echipament pentru irigații RAIN- BIRD, 1972): 1 – miezul magnetic al solenoidului;

2 – burduf elastic închidere-deschidere; 3 – solenoid;

4 – miezul solenoidului; 5 – șurub pentru controlul funcționării solenoidului; 6 – corpul din bronz; 7 – robinet pentru închidere manuală; 8 – fire de legătură cu sursa de energie electrică; 9 – șurub pentru reglare; 10 – arcul diafragmei; 11 – diafragma.

– sunt prevăzute atât cu solenoid, comandat de la distanță, cât și cu posibilitate de închidere manuală;

– au numai două poziții de lucru: „normal închis” sau „normal deschis”;

– lucrează la o temperatură maximă de 200°F;

– se pot monta atât în poziție verticală cât și în poziție orizontală;

– puterea consumată pentru o acționare a solenoidului la o tensiune de 24 V este de circa 2 wați;

– bobinele solenoidului, care lucrează la o tensiune mai mare de 24 V, sunt prevăzute cu un bobinaj izolator față de conductă. Vanele sunt fabricate pentru mai multe diametre de conducte (tab. 8.3).

Punerea în funcție a vanei solenoid se face prin alimentarea bobinei solenoidului, care va exercita retragerea rezistorului și va deschide trecerea apei; prin întreruperea alimentării cu energie electrică a bobinei solenoidului, arcul membranei va închide vana.

**Tabelul 8.3.** Greutatea și dimensiunile vanelor solenoid tip E, în funcție de diametrul conductei la care se montează (după Catalog „RAIN – BIRD”).

Modelul	Diametrul	Lungimea totală	Înălțimea totală
75E/75EF	3/4"	3 13/16"	4 3/8"
100E/100EF	1"	3 3/4"	4 1/2"
125EF	1 1/4"	4 7/8"	5 1/2"
150EF	1 1/2"	5"	6"
200EF	2"	6"	6 15/16"

2. *Vană acționată de motor electric* (Tulsk) (după «Centrul de informații tehnice», Tula, 1965). Aceste vane sunt acționate de un motor electric alimentat cu energie electrică de la rețeaua de curent alternativ monofazic sau trifazic. Motorul are o turație mare (1000-5600 rot/min), de aceea se interpune un reductor între axul motorului și axul dispozitivului de închidere al vanei (reduce până la 1 rot/min) reductor cu roți dințate sau cu alte dispozitive, care, permite o mare siguranță în exploatare.

În tabelul 8.4 se dau câteva date tehnice privitoare la electrovanele fabricate de «Uzina de electrovane» din Tulsk (fosta Uniune Sovietică), tip G și D.

Electrovana tip „G” figura 8.52, după cum se observă din schema cinematică, are și posibilitatea de a fi manevrată manual cu ajutorul mânerului (roții) de acționare (I). Comandarea electrovanei se face prin comandarea alimentării cu energie electrică a motorului de antrenare. Pentru cazuri de avarie, electrovana este prevăzută și cu dispozitiv de închidere manuală.

**Sisteme, instalații de distribuție automată a apei pe teren.** Distribuția (aplicarea) automată a apei pe parcele se face cu ajutorul unor echipamente hidraulice. Se adoptă, în acest scop, la sistemele existente sau noi o serie de vane acționate, de la distanță, apa la hidranți având o presiune de 3 kgf/cm<sup>2</sup>.

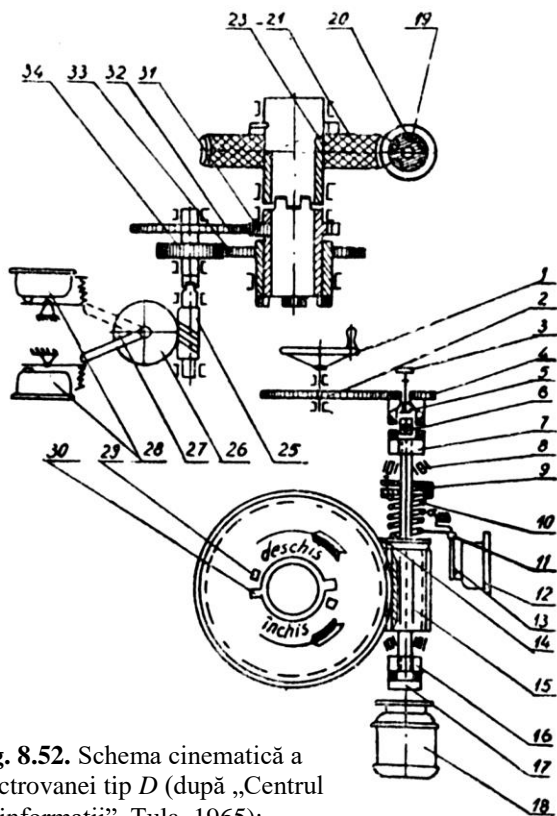
În Israel s-au aplicat cu succes trei tipuri de instalații (sisteme) de irigații automatizate, fabricate de firma Bermad; instalațiile se numesc „Follow-Thru” 201, 301, 401.

**Tabelul 8.4.** Caracteristicile tehnice ale electrovanelor tip G și D (Tulsk).

Tipul electrovanei	Variante	Moment maxim kg/m	Numărul de rotații pe minut prin acționare electrică	Tipul și caracteristicile motorului de acționare	Raport de transmisie		Sensul de rotire al axului condus (antrenat) la închidere	Greutate acționată	Numărul specificației (GOST)
					De la ax condus la electromotor	De la ax condus la roata de antrenare			
Tip G	I	140	47	AOC 31-4 Ø 2 n = 1335 rot/min. P = 4,5 kW U = 220/380 V~	27,5	13,75	dreapta	293	B-099.053 B-099.053 C <sub>n1</sub>
	II	225	47	AOC 52-4 Ø 2 n = 1335 rot/min. P = 7 kW U = 220/380 V~	27,5	13,75	dreapta	315	B-099.053 B-099.053 C <sub>n2</sub>
	III	70	97	AOC 51-4 Ø 2 n = 2700 rot/min. P = 4,5 kW U = 220/380 V~	27,5	35	dreapta	294,5	B-099.060 B-099.060 C <sub>n3</sub>
Tip U	I	450	13	AOC 51-4 Ø 2 n = 1335 rot/min. P = 4,5 kW U = 220/380 V~	98	40	dreapta	754	B-099.060 B-099.060 C <sub>n1</sub>
	II	750	13	AOC 52-4 Ø 2 n = 1335 rot/min. P = 7 kW U = 220/380 V~	98	49	dreapta	776	B-099.060 B-099.060 C <sub>n2</sub>

Frecvența curentului de alimentare este  $F=50$  Hz.

Se admite pentru regim continuu de funcționare o sarcină maximă de 50% din sarcina nominală.



**Fig. 8.52.** Schema cinematică a electrovanei tip D (după „Centrul de informații”, Tula, 1965):

1 – mâner de acționare; 2 – pinion conducător; 3 – roată de acționare cu știft de blocare; 4 – tijă cu tachet; 5 – arc de blocare manuală; 6 – bilă; 7 – cuplă de blocare manuală cu tachet; 8 – rulment cu role; 9 – șaibă de reglare; 10 – arc spiral; 11 – pârghie; 12 – microîntrerupător; 13 – pârghie; 14 – șaibă de ghidaj; 15 – ax melcat; 16 – semicuplă cu tachet; 17 – semicuplă; 18 – electromotor; 19 – ax (arbore); 20 – ax canelat; 21 – roată melcată; 22 – pinion conducător; 23 – ax (arbore) de acționare; 24 – pinion condus; 25 – ax melcat; 26 – roată melcată; 27 – tachet; 28 – microîntrerupător; 29 – tachet; 30 – tachet; 31, 32, 33, 34 – pinioane.

Principalele avantaje pe care le prezintă aceste instalații sunt: controlul permanent al irigației, prin măsurarea cantității de apă livrată, adaptabilitatea instalațiilor în funcție de sol și cultură și simplitatea funcționării.

Aceste instalații mai prezintă avantajul supravegherii tuturor operațiilor, de la început până la sfârșit și au următoarele caracteristici: puterea mică a echipamentului de pompare, economie la prețul de cost al apei, reducerea activităților fizice (un om servește tot sistemul la un singur drum), utilizarea optimă a apei, scăderea tasărilor solului (se elimină mutarea conductelor), economii la capitalul investit.

Instalația automată „Bermad – Follow-Thru – 201” (fig. 8.53) are conducta principală de 3” și conducta laterală de 2”. Aceasta se compune din: vană cu contor automat tip Bermad (de 1” sau 1 1/2”), regulatorul de presiune Bermad, cu vană hidraulică instalată pe conducta liniară de transport, tubul de legătură între vana hidraulică și vana de măsură. La începutul ciclului de irigare toate vanele de măsură sunt reglate manual, pentru a lăsa să treacă cantitățile de apă cerute. Vanele hidraulice sunt deschise. Ciclul de irigare începe când vana de pe conducta de transport se deschide și apa curge până la prima laterală de serviciu unde se găsește vana de măsură. Simultan se realizează presiunea de lucru în partea superioară a cilindrului vanei hidraulice (de pe conducta flexibilă). Această presiune acționează vana, închizând-o. Când pe prima laterală de serviciu a trecut cantitatea predeterminată de apă, valva (vana) de măsură se închide automat. În laterala obturată, presiunea scade la zero. Se creează astfel o presiune de serviciu disponibilă pentru următoarea laterală. Deci curgerea apei se face secvențial de la laterală la laterală

de serviciu, ceea ce conduce la dimensionarea conductei principale de aducțiune pentru un debit necesar funcționării unei singure laterale de serviciu. Cu mici modificări, sistemul „Bermad – 201” poate fi folosit pentru irigarea automată pe câmpii mari, unde distanța între laterale de serviciu depășește 150 m.

Instalația automată „Bermad – Follow-Thru – 301” (fig. 8.54) folosește laterale de serviciu cu un diametru mai mic de 2”. Sistemul este dotat cu vană de măsură ( $D_n = 2''$ ), tuburi de legătură din material plastic de 1/2”. Se deschid vanele de măsură pentru cantitățile prestabilite care urmează să treacă. Presiunea apei, la prima valvă (vană) de măsură este transmisă prin tubul din plastic. Funcționarea sistemului este similară cu aceea a sistemului „Bermad – 201”.

Instalația automată „Bermad – Follow-Thru – 401” (fig. 8.55) se folosește pentru conducte mari, cu laterale de 2” la sfârșitul sistemului.

### Echipamente folosite pentru sisteme de iriga-re automatizate hidraulic.

În prezent există în lume mai multe firme specializate în producerea acestui echipament. Dintre acestea se pot enumera și firmele NIRIM, BERMAD și I.C.W.A. („Israel Centre of Waterworks Appliances”) din Israel. Echipamentul constă în aparate de măsură și control și aparate pentru închiderea automată a conductelor. Vanele folosite pentru închiderea automată, după trecerea unui debit prestabilit, pot fi de mai multe tipuri. În continuare se vor prezenta câteva tipuri de vane folosite pentru închiderea automată fabricate de către firma Nirim. Aceste vane sunt prevăzute cu un buton care se rotește pe un disc gradat, până la gradația care marchează debitul de apă ce urmează să treacă prin vană. Aceste vane fac parte din seria de vane tip „Delia”. În continuare se prezintă o schemă de principiu a acestor vane (fig. 8.56).

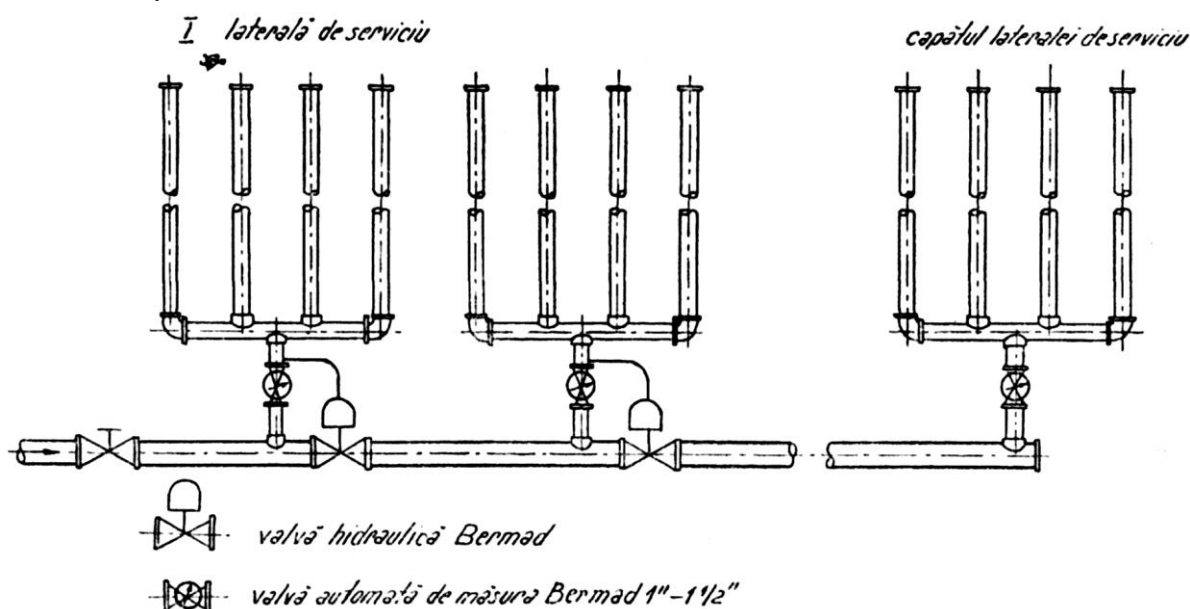


Fig. 8.53. Schema instalației Bermad – Follow-Thru 201.

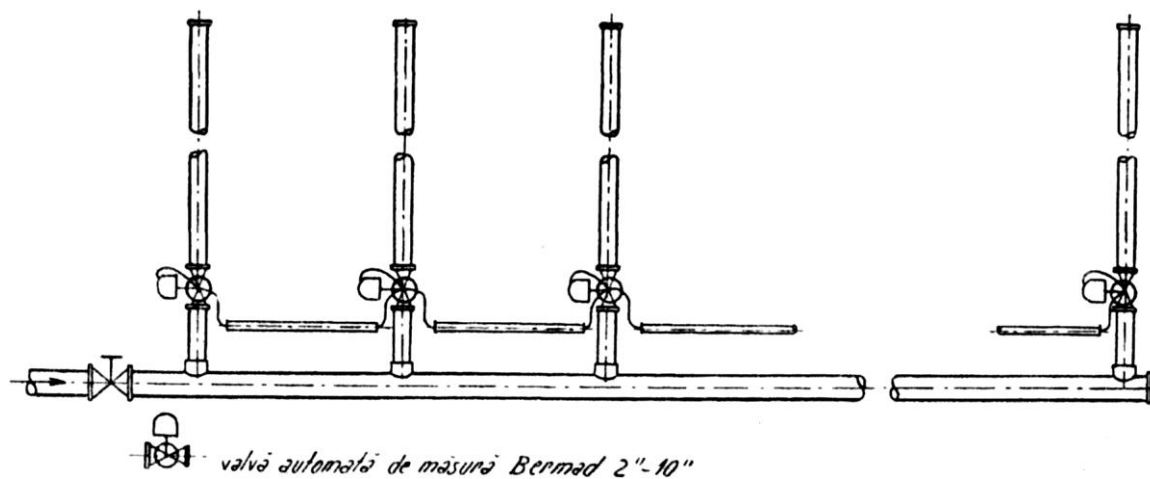


Fig. 8.54. Schema instalației Bermad – Follow-Thru 301.

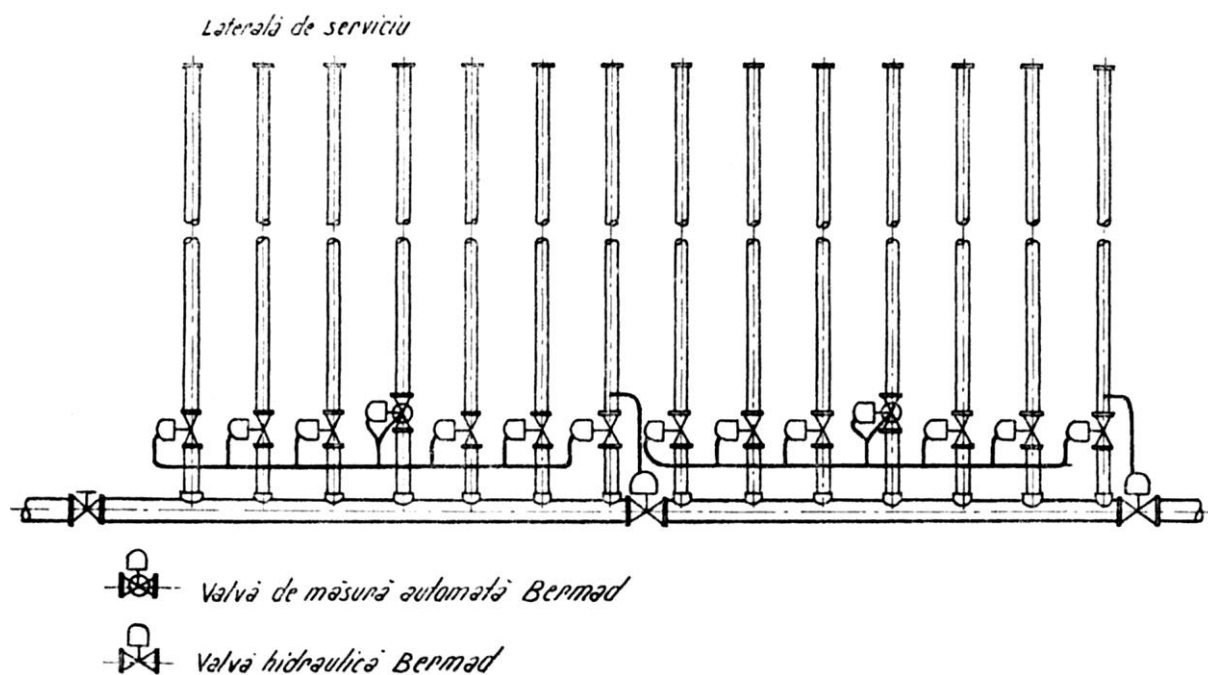


Fig. 8.55. Schema instalației Bermad – Follow-Thru 401.

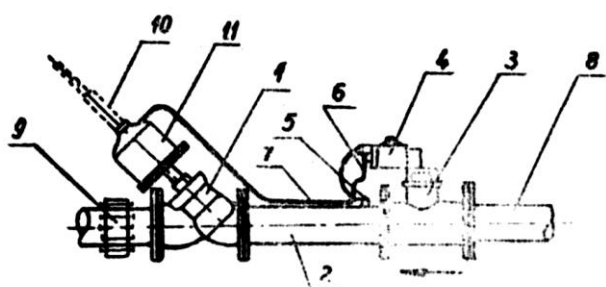


Fig. 8.56. Vana tip Delia, schema de funcționare.

Funcționarea vanei cu închidere automată se va descrie după prezentarea părților componente (ale vanei). Aceste părți componente sunt: capul supapei (1), conducta de legătură (2), apometru (3), mecanism de control (4), filtru (5), conducta de curgere (6), (7), conducta de intrare (8), conducta de ieșire (9), sistemul de închidere manuală mecanică (10), cilindrul supapei hidraulice (11). Pentru a se pune în funcțiune supapa se vor efectua următoarele operații (fig. 8.57): se rotește butonul de pe disc în direcția săgeții (săgeată vizibilă pe corpul vanei), se fixează indicatorul (acul) în dreptul diviziunii care corespunde cantității de apă ce urmează a fi livrată, se poate deschide trecerea apei prin conducta (8).

O altă variantă de vană pentru măsurarea debitului, fabricată de aceeași firmă, este vana de măsură a debitului tip „Delia”. Această vană are o schemă de funcționare asemănătoare cu cea prezentată anterior. Vana se folosește ca echipament pentru schemele de irigație cu acționare hidrolică automatizate pentru tipul de automatizare parțială (pre-programarea).

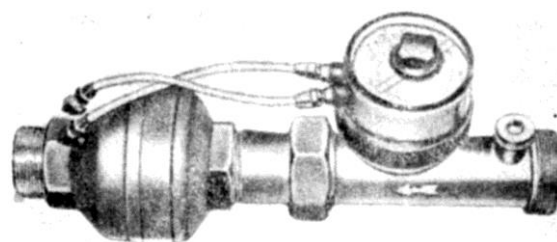


Fig. 8.57. Vană tip Delia.

Vanele de măsură a debitului cu închidere automată după trecerea unui debit preprogramat se fabrică diferențiat, în funcție de diametrul conductelor la care se montează. Presiunea minimă de lucru este de  $0,5 \text{ kgf/cm}^2$ .

Un alt tip de vană pentru măsurarea debitului este fabricat de firma „Bermad”, fiind, din punct de vedere constructiv, asemănător cu cele fabricate de firma „Nirim” (fig. 8.58).

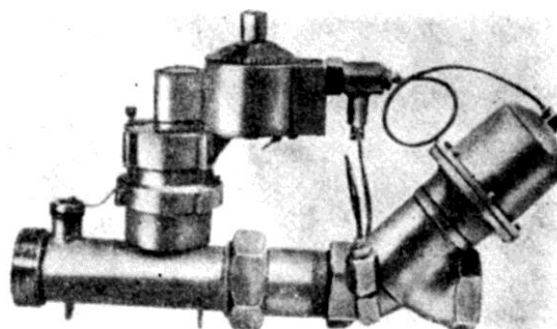


Fig. 8.58. Vană pentru măsurarea debitului (tip BERMAD).

Aceste vane se pot aplica cu succes la schemele de irigație automatizate hidrolic.

Firma I.C.W.A.<sup>1</sup> fabrică în prezent o serie de vane pentru măsurarea debitului. Acestea sunt în general vane electrice care măsoară cantitatea de apă ce trece prin ele (fig. 8.59). În prezent, firma I.C.W.A. a trecut la fabricarea unor vane electrice pentru măsurarea debitului, care se bazează pe folosirea unui ceas care înregistrează debitul trecut prin vana de măsură.

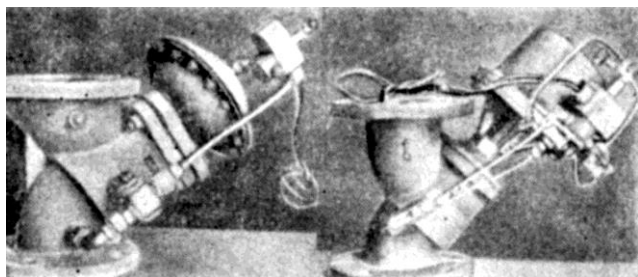


Fig. 8.59. Vane electrice tip ICWA modificat pentru controlul debitului

Dintre ultimele realizări ale firmei I.C.W.A. se pot desprinde aparatele de măsurare a debitelor care dau un contact electric pentru o cantitate oarecare de apă (prestabilită) ce trece prin aceste aparate (fig. 8.60 și 8.61). Aceste aparate pot fi conectate la o serie de instrumente care controlează și centralizează scurgerea apei (fig. 8.62 și 8.63). Aceste echipamente se fabrică tot de firma I.C.W.A. și permit automatizarea distribuirii debitelor, fără a mai fi nevoie de închiderea (deschiderea) manuală a vanelor.



Fig. 8.60. Aparat de măsură a debitului cu contact electric pentru fiecare m<sup>3</sup> de apă (tip ICWA).

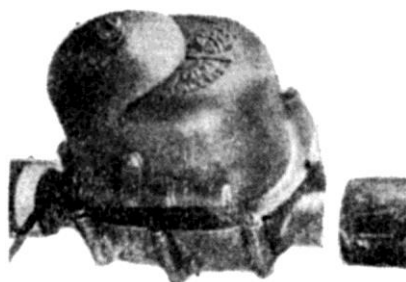


Fig. 8.61. Aparat de măsură a debitului pentru fiecare 20 l de apă dând câte un contact electric (tip ICWA).

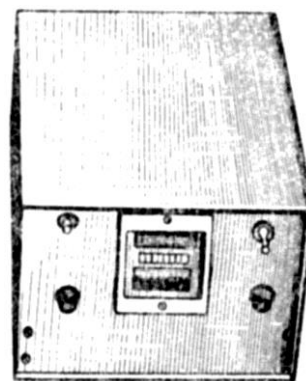


Fig. 8.62. Mecanism de control al aparatului pentru măsurarea debitelor (tip ICWA) (schită).

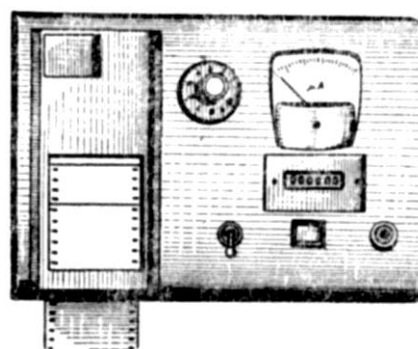


Fig. 8.63. Aparatul pentru controlul și centralizarea debitelor măsurate (tip ICWA).

Echipamentul I.C.W.A. se poate adapta cu ușurință sistemelor de irigare automatizate hidraulic tip Bermad – Follow-Thru – 201, 301, 401. Echipamentul I.C.W.A. permite realizarea oricărui tip de automatizare (programare, telecomandă și programare totală) a sistemelor de irigații.

Este de remarcat în cadrul echipamentului pentru sistemele de irigație automatizate hidraulic și *sistemul anfansabil* (hidrantul telescopic) pus la punct în 1969 în Bulgaria (v. capitolul 7). Acest sistem de distribuție a apei la nivelul parcelei, prin economia de teren de 3-5%, prin posibilitatea de automatizare integrală sau totală, aduce față de sistemul clasic, avantaje incontestabile [24].

În momentul în care se vor confecționa aspersoare apte a rezista atât din punct de vedere constructiv cât și funcțional la ciclul introducere în subsol, ridicare deasupra solului, sistemul anfansabil va crea posibilitatea unei automatizări totale a proceselor de udare, fiind necesară doar supravegherea.

Comanda hidraulică asigură totală siguranță în exploatarea hidrantului telescopic.

**Centralizarea datelor și comanda în cazul aspersiunii.** Michael O. Mattwell (S.U.A., 1966) a brevetat o instalație de centralizare și comandă (fig. 8.64) pentru funcționare automată a unui sistem de irigație prin aspersiune.

<sup>1</sup> După publicația P.R. 82569/1969-E „Automation in Irrigation”.

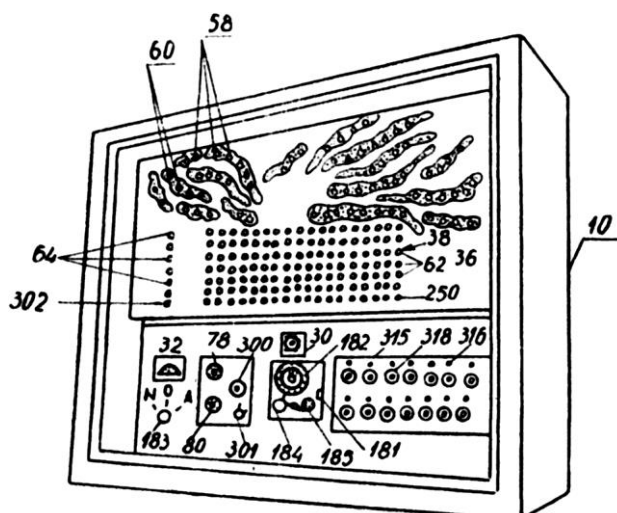


Fig. 8.64. Instalație automată de centralizare și comandă pentru aspersiune [21].

În cazul unor sectoare (ploturi) de irigație amenajate pentru aspersiune prin conducte sub presiune, fiecare sector are un anumit număr de aspersoare (de exemplu, 56, 58, 60), controlate de un număr echivalent de circuite de control (de exemplu, 38, 62), comandate prin relee. Fiecare circuit este asociat cu un aspersor pe care-l controlează prin regimul presiunilor, în sensul de a egala (sau apropia) presiunea de lucru de presiunea impusă (de bază).

Pe tabloul centralizator al unității de control (v. fig. 8.64) sunt figurate parcelele de udat și prevăzute legăturile terminale conectate la aspersoarele respective din teren. Legăturile terminale fac parte din circuitele de control respective. Conectarea circuitelor de control cu sursa de energie electrică este asigurată printr-un programator, într-o ordine secvențială.

#### 8.3.4. METODE, ECHIPAMENTE ȘI APARATE PENTRU CONTROL ÎN SISTEM

Într-un sistem de irigație automatizat este absolut necesară cunoașterea permanentă a parametrilor de funcționare pentru elementele din schema de automatizare folosită. Această operație se realizează cu ajutorul aparaturii de control. Interesează ca într-un sistem automatizat pentru irigații controlul să poată fi centralizat la postul dispecer sau, dacă postul dispecer nu există, la tablourile de comandă din câmp; interesează, de asemenea, controlarea permanentă și semnalizarea eventualelor avarii din sistemul de automatizare.

Aparatura pentru măsură și control este foarte variată și depinde de schema de automatizare folosită.

În cazul controlării punctelor vitale (de mare importanță) dintr-un sistem automatizat pentru irigații se recomandă folosirea liniilor duble de legătură între

punctul controlat și punctul de control (tablou local de comandă sau post dispecer). Interesează în mod deosebit controlarea valabilității măsurărilor efectuate de circuitul de telemăsură și controlarea debitului distribuit. Controlarea circuitelor de telemăsură se face cu diferite aparate, cum ar fi: aparat pentru controlul continuității circuitului de transmitere a telemăsurii, aparat de control al funcționării senzorului primar (ohmmetru, miliampermetru etc.), aparat de control pentru elementele amplasate în postul dispecer etc. Controlul debitelor distribuite se face prin: vanele de măsură cuplate la un tablou general de control al funcționării lor (fig. 8.65), controlul poziției vanelor de distribuție a apei etc.

**Aparate pentru control în sisteme sub presiune.** Aparatul pentru control în sistem este variat și depinde în mare măsură de gradul de automatizare a sistemului controlat. Principial se disting două categorii de aparate de control, în funcție de poziția acestora în teren. Există un aparat de control pentru aparatura din câmp, amplasat chiar în apropierea câmpului de măsură și aparat de control de la distanță, amplasat (de regulă) în postul dispecer.

Pentru exemplificare se consideră instalația cu aparatele de control a unui sistem de irigații automatizat pentru telecomandă (fig. 8.66).

Acest sistem permite: teleînchiderea și teledeschiderea electrovanelor, comanda continuă circulară, supravegherea continuă a distribuției apei pe câmp, teleschimbarea cantităților de apă în timpul irigației, raționalizarea cantităților de apă, prin posibilitatea sistemului de a decupla (secvențial) câte o singură electrovană. Sistemul permite totodată telecomandarea agregatelor de pompare (ale stației de pompare).

Sistemul se pretează la preprogramarea irigațiilor și cu unele modificări la automatizarea totală a procesului de udare.

Primul element constructiv, al unui sistem de control, îl constituie (în cazul aplicării controlului la un sistem de irigații) *traductorul*. Acesta, în cazul susmenționat, este un aparat care face posibilă semnalizarea (măsurarea) diferiților parametri privitori la apa distribuită. Pentru simplificare se va discuta întâi controlul antenei de udare (a).

Pe antenă se află montat un traductor, care în cazul respectiv este un aparat înregistrator de debit. Citirea efectuată de acest aparat este transmisă mai departe la tabloul local de control în câmp.

Deoarece în momentul de față nu există o diferențiere în construcția aparatelor pentru măsurarea debitelor, diferențiere care să excludă folosirea aparatului în scheme de irigație automatizate electric, se poate monta pe antenă oricare din aparatele prezentate în subcapitolul 8.3.3.

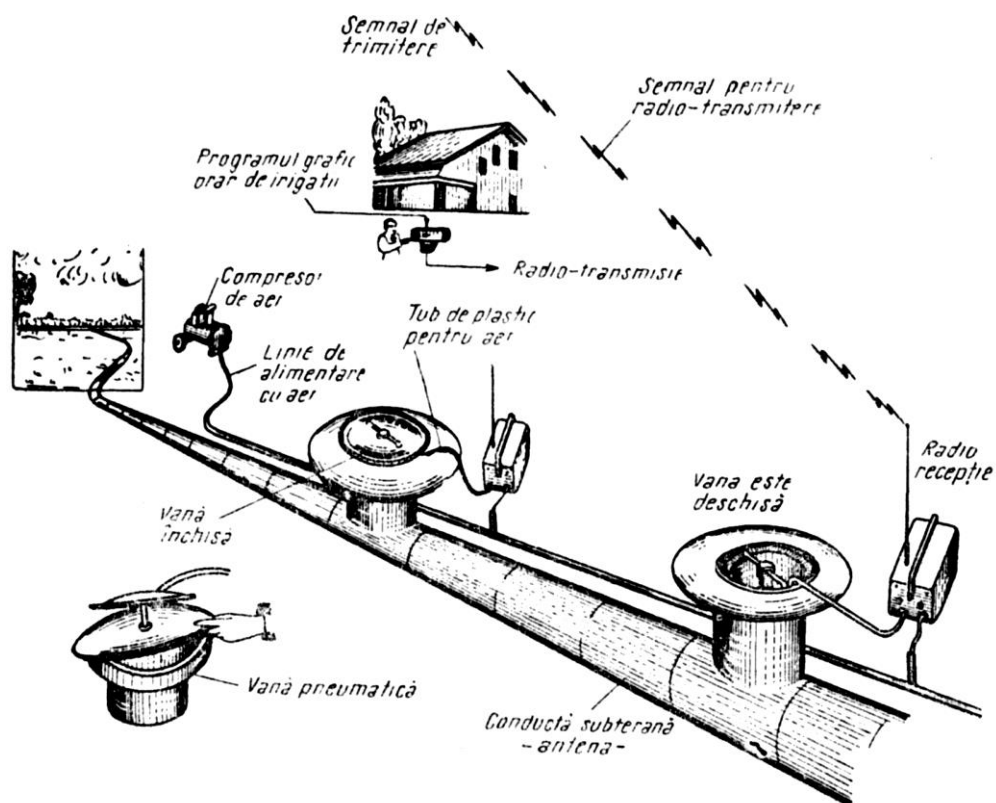
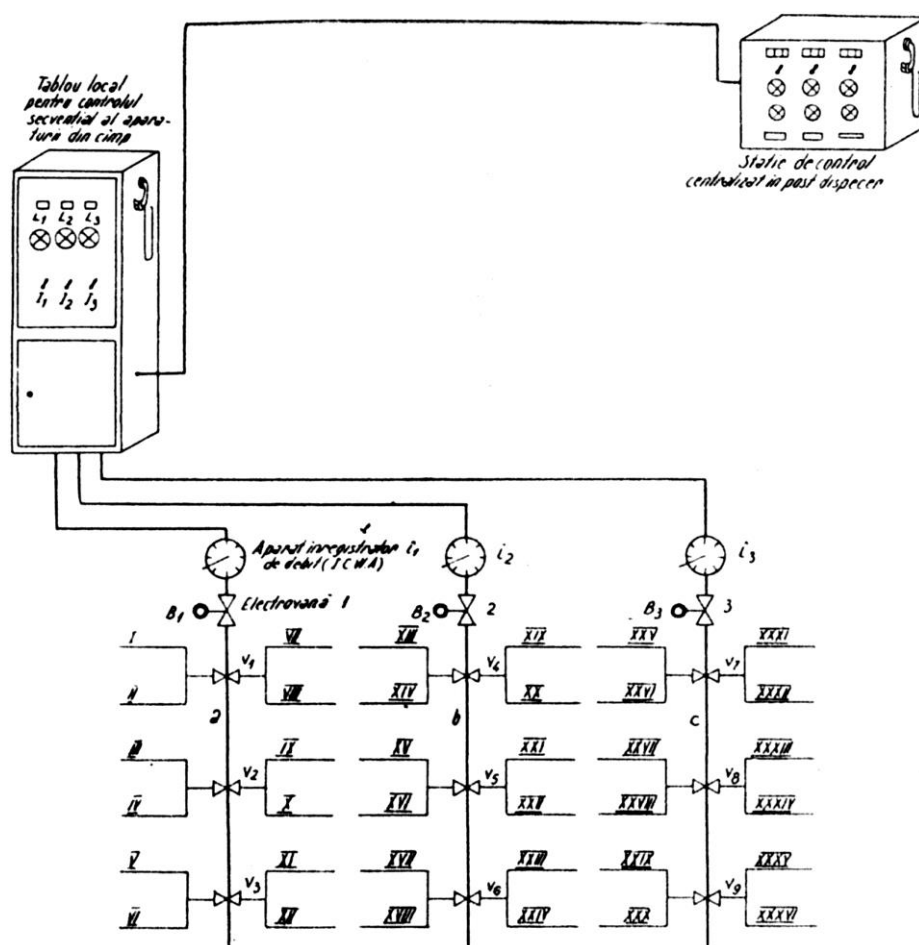
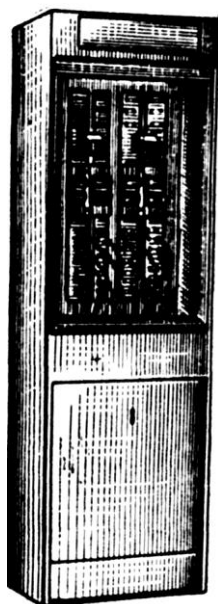


Fig. 8.65. Vane pneumatice controlate prin radio pe conducte de distribuție sub presiune.

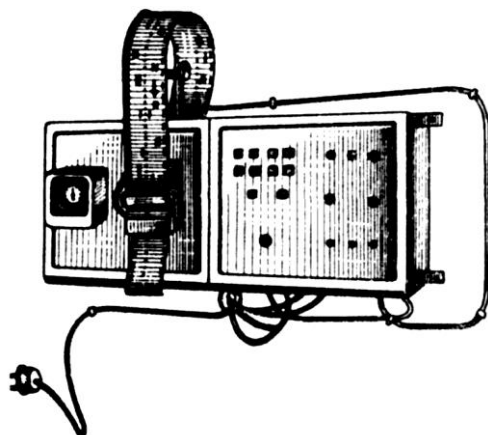

 Fig. 8.66. Amplasarea aparatului de control într-un sistem de irigații automatizat pentru telecomandă (servește circa 1.000 ha):  $i_1, i_2, i_3$  – aparate înregistratoare de debit;  $I, 2, 3$  – electrovane;  $a, b, c$  – conducte de distribuție;  $I - XXXVI$  – antene;  $L_1, L_2, L_3$  – lămpi de semnalizare locală a avariilor;  $B_1, B_2, B_3$  – puncte de semnal;  $v_1 - v_9$  – vane de izolare.

În schemă (fig. 8.67), aparatul care înregistrează debitul distribuit pe antena ( $a$ ), este un „înregistrator de debit cu contact electric pentru fiecare  $m^3$  de apă” (tip I.C.W.A.) (v. fig. 8.60). Citirile efectuate de acest aparat sunt înregistrate local de un apometru și totodată transmise la postul local de control în câmp (fig. 8.67). Acest post local de control în câmp are posibilitatea de a semnaliza, prin intermediul unor becuri de semnalizare ( $L_1, L_2, L_3$ ), buna funcționare a aparaturii montate pe antenele  $a, b, c$  (v. fig. 8.66). Tabloul local de control este situat în același loc cu tabloul de comenzi locale în câmp, comenzi manuale prin intermediul întrerupătoarelor  $I_1, I_2, I_3$ .



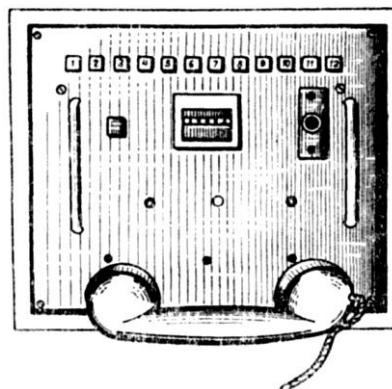
**Fig. 8.67.** Tablou local de control și centralizare a debitelor distribuite (după prospect Nirim) (schiță).

Debitele distribuite, citite de aparatele înregistratoare  $i_1, i_2, i_3$  sunt centralizate în tabloul local de control, iar citirea rezultată este transmisă la o stație centrală de control, în care se centralizează controalele privitoare la: debitele distribuite, controlul fertilizării, controlul semnalului de telemăsură etc. (fig. 8.68).



**Fig. 8.68.** Stație centrală pentru controlul debitelor distribuite, fertilizării, semnalelor de telemăsură și programării (după prospect Nirim) (schiță).

Pe lângă controlul debitelor distribuite (pe baza cărora se face programarea sistemului), mai este necesară și existența unei linii de telecontrol al semnalelor de telemăsură. Întrucât semnalele de telemăsură sunt foarte variate (în funcție de caracteristicile aparatului folosit pentru colectarea datelor) și aparatura pentru controlul acestor semnale este variată. În figura 8.69 este prezentată o instalație, montată în postul dispecer, care controlează de la distanță buna funcționare a unor electrotensiometre. Instalația este fabricată de firma „Nirim”.



**Fig. 8.69.** Stație pentru controlul de la distanță al funcționării electrotensiometrelor (după prospect Nirim) (schiță).

Între postul dispecer și tablourile locale de câmp se recomandă să existe o linie dublă a transmiterii semnalului de telecontrol. Acest lucru este necesar dată fiind importanța mare pe care o are o defecțiune ivită pe linia de transmitere a controlului.

Întrucât controlul se transmite la postul dispecer de la tabloul de control sub formă unitară (un singur semnal de control pentru mai multe puncte controlate de tabloul local de comandă), este necesară amenajarea unor linii telefonice între postul dispecer și tablourile locale de comandă. Astfel, prin intermediul liniei telefonice se pot comunica la postul dispecer punctele locale avariate, care sunt semnalizate numai pe tabloul local de control.

Într-o schemă de automatizare, controlul este operația care trebuie executată permanent. Numai prin crearea unei linii de control eficiente, cu funcționare sigură, se poate (funcțional) îndeplini rolul sistemului de automatizare proiectat.

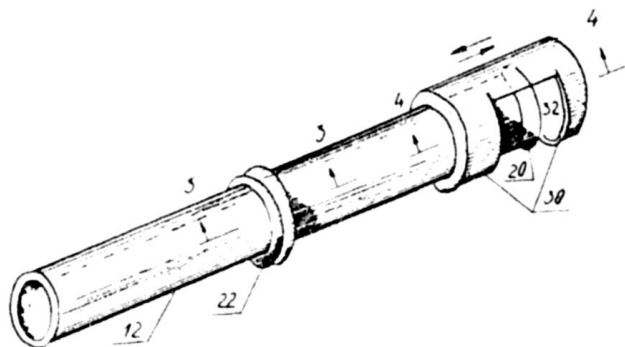
În Bulgaria, sistemul de irigații de tip anonsabil, din comuna Maloconare – Plovdiv, este controlat prin tabloul central de telecontrol-telecomandă, aflat în cabina stației de pompare (v. capitolul 7).

La stațiunea experimentală Stara-Zagora (Bulgaria) toate operațiile de controlul umidității solului, situația meteorologică, cerințele de apă în câmp sunt centralizate și urmărite printr-un post central-dispecer, echipat chiar și cu instalații de televiziune în circuit închis (v. fig. 7.146).



Controlul și evidența scurgerii în irigația clasică. În cazul udării pe brazde și fâșii, distribuția automată a apei, în conformitate cu cerințele agrofite-tehnice, se poate asigura prin dispozitivul brevetat de Ralph E. Shettel (S.U.A. – Idaho, 1986).

Conducta arătată în figura 8.70 este prevăzută cu un manșon cu ștuț reglabil (30), în funcție de necesarul de apă al brazdelor și fâșiilor.



**Fig. 8.70.** Dispozitiv pentru reglarea scurgerii pe brazde [22]: 3 – conducte; 4 – direcția de deplasare a manșonului; 12 – tuburi fără orificii; 20 – element de etanșare al manșonului; 22 – manșon de legătură; 30 – manșon mobil de reglare a debitului; 32 – orificiul de curgere.

**Control, evidență și decizii în schemele hidrotehnice mari.** Pentru a satisface cerințele irigației în zona Provence – Franța, Societatea „Canal Provence” a recurs la un ordinator. Acesta calculează dinainte volumele de apă necesare în aval; pentru ca apa să nu lipsească niciodată, realizează o combinație de reglare în aval și amonte, ceea ce face din acest sistem o realizare unică în lume.

Pe toată rețeaua sunt dispuși captatori care măsoară nivelul, presiunea și poziția vanelor.

Aceste măsurători sunt transmise electric ordinatorului, care calculează debitele, elaborează decizii și transmite ordinele sale vanelor (cu reglări automate hidraulice) [23].

În complexul de irigații din Valea Salt River, statul Arizona (S.U.A.), există un sistem de control și comandă centralizat. Folosirea ordinatorului are ca scop prelucrarea datelor legate de evapotranspirația potențială zilnică și evapotranspirația reală, prin aplicarea coeficientului culturii și estimarea pierderii umidității solului, a timpului de începere a udării următoare și a cantității de apă ce urmează a fi aplicată [24]. Datele sunt introduse în calculator pe baza programului elaborat de Jensen și corectat de alți cercetători.

Comanda în sistem nu este însă făcută de către calculator, ci de către operatorul din postul dispecer, prin sistemele de telecomandă; deci sistemul nu are o automatizare totală.

## 8.4. SCHEMĂ DE AUTOMATIZARE TOTALĂ ÎN IRIGAȚII, ÎN CONFORMITATE CU NORMELE SISTEMULUI UNIVERSAL DE REGLAJ (S.U.R.)

Normele „Sistemului universal de reglaj” au fost prezentate în subcapitolul 8.1. Schema a fost concepută<sup>1</sup> folosindu-se „Catalogul cu fișe tehnice ale produselor din Licența Hokushin – 1967”, produsele din acest catalog fiind asimilate în producția de serie la întreprinderea de elemente pentru automatizare (L.E.A.), București.

S-a preconizat un sistem total automatizat pentru irigații (aplicarea udărilor) (fig. 8.71), care se va face în funcție de plafonul minim de umiditate din sol. Traductorul folosit este un manometru de presiune, la care s-a adaptat o cupă poroasă (cupă folosită în mod frecvent la tensiometre și electrotensiometre). Acest manometru măsoară, prin intermediul cupei poroase, valoarea sucțiunii din sol și transformă presiunea măsurată într-o mișcare unghiulară, transmisă la un adaptor electronic (ELT 370 A), care are rolul de a transforma mișcarea unghiulară primită în semnal unificat de 2-10 mA c.c. Semnalul unificat reprezintă o mărime electrică care este unitară pentru toate aparatele prevăzute a fi excitate de acesta. Semnalul unificat variază între limitele de 2-10 mA c.c., în funcție de mărimea variației unghiulare transmisă de traductorul EFL 271.

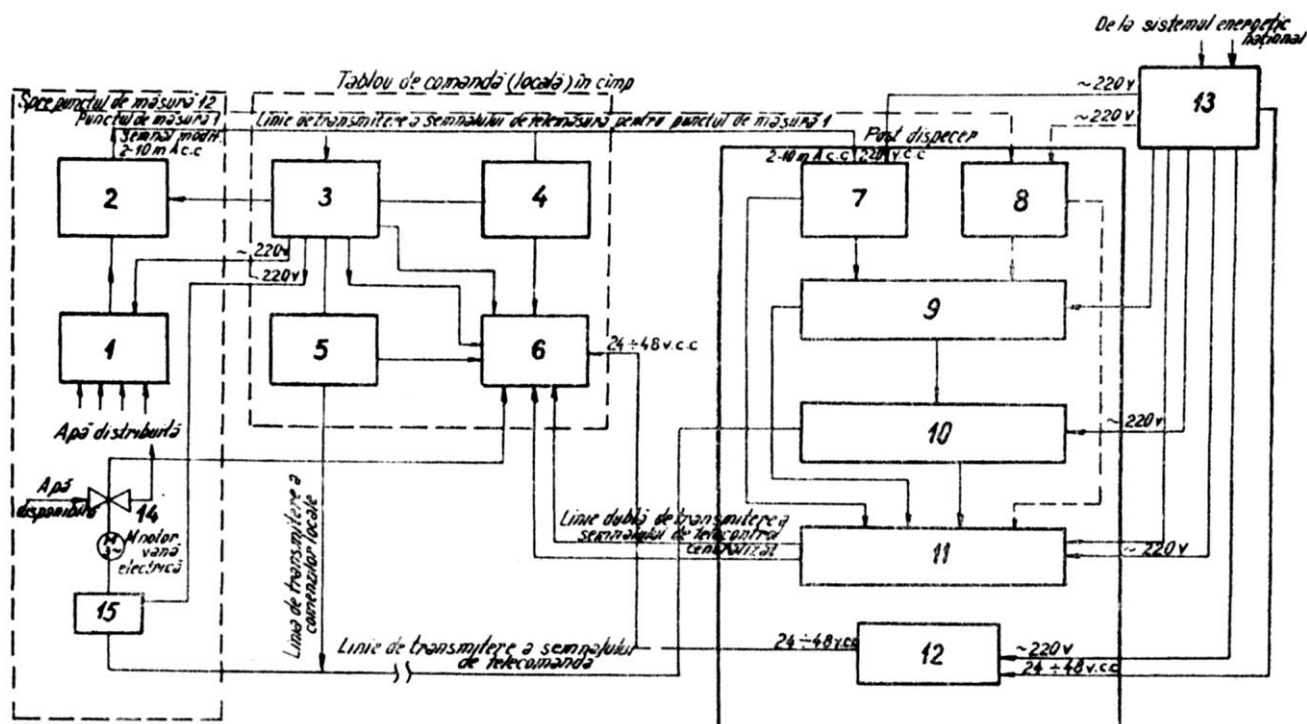
Adaptorul transmite variațiile semnalului unificat la aparatura din tabloul de comandă locală (din câmp). De aici, semnalul unificat este transmis la postul dispecer, unde este prelucrat și introdus în sistemul de comandă al circuitului de telecomandă.

Circuitul de telecomandă este un circuit clasic, în care vanele electrice sunt comandate de la postul dispecer cu ajutorul unor relee, care anclanșează-declanșează alimentarea cu energie electrică a motoarelor electrovalvelor.

Circuitul de telecontrol este compus din: panourile de control amplasate în postul de comandă locală (în câmp) și din panoul general de control amplasat în postul dispecer.

Sistemul este prevăzut cu linii duble de legătură între tabloul din câmp și postul dispecer, pentru circuitul de telecontrol. În acest fel se evită lipsa semnalizărilor de avarie la postul dispecer în cazul întreruperii circuitului de telecontrol. În postul dispecer se prevede semnalizarea optică și luminoasă a avariilor, pentru evitarea nesemnalizărilor de avarie în cazul defectării unuia din sistemele de avertizare a avariilor (defectarea soneriei, arderea becurilor de semnalizare etc.).

<sup>1</sup> Proiect de diplomă, Rugină Șt., 1973.



**Fig. 8.71.** Schema unui sistem de irigații automatizat electric (S.V.R.): 1 – detector de presiune diferențială tip EFL 271, la care s-a adaptat o cupă poroasă de tensiometru îngropată în sol; 2 – adaptor electronic tranzistorizat pentru transformarea deplasării unghiulare în semnal unificat 2-10 mA c.c. ELT 370 A; 3 – tablou general de distribuie a energiei electrice (forță, măsură și comandă locală); 4 – indicator pentru semnalizare de maxim și minim ELx76 N<sub>1</sub>; 5 – tablou de comenzi locale (manuale) a deschiderilor; 6 – tablou pentru semnalizarea avariilor la aparatura din câmp prevăzut cu linie telefonică la dispecer; 7 – indicator pentru semnalizarea de maxim și minim EL x 76 N<sub>1</sub>; 8 – indicator pentru semnalizare de maxim și minim EL x 76 N<sub>1</sub>; 9 – înregistrator potențiomtric cu diagramă de 250 mm cu imprimare pentru 12 puncte ELE 36 A; 10 – bloc de comandă cu relee de memorare a ordinii de prioritate; 11 – tablou pentru semnalizarea centralizată a avariilor din sistem și din postul dispecer (semnalizare optică și acustică); 12 – centrală telefonică; 13 – tablou general de distribuție a energiei electrice la postul dispecer; 14 – vană electrică cu sertar, prevăzută și cu închidere manuală; 15 – releu anclanșare-declanșare a motorului vanei.

Sistemul este prevăzut cu înregistratoare potențiometrice cu diagramă de 250 mm, cu imprimare pentru 12 puncte (ELR 36 A), pentru a se avea posibilitatea verificării distribuției apei în funcție de cerințe.

S-a ținut seama, în proiectarea schemei, de faptul că conducta de aducțiune a apei are un debit care nu poate satisface simultan toate cerințele de apă din sistem. De aceea s-a introdus un „bloc de telecomandă a deschiderilor cu relee de memorare a ordinii de prioritate”. Acest bloc memorează cerințele de apă (transmise de punctele de telemăsură) în ordinea intrării lor și distribuie comenzile de distribuție a apei în funcție de urgența de udare (în ordinea în care au intrat cerințele în blocul de relee). Prin folosirea acestui bloc se elimină necesitatea introducerii unui calculator care ar trebui să efectueze (în cadrul sistemului proiectat) aceleași operații de distribuie a apei la cerere (în funcție de cerințele de apă ale plantelor).

Sistemul este prevăzut cu un indicator de semnalizare de maxim și minim tip EL x 76 N<sub>1</sub>, în care se reglează nivelul de minim al indicatorului pentru o umiditate din sol corespunzătoare plafonului minim de umiditate și nivelul de maxim al indicatorului, pentru o

limită corespunzătoare unei umidități egale cu capacitatea de apă în câmp.

Sistemul preconizat este adaptabil la suprafețe mari de teren (prin mărirea numărului de traductoare, panouri de comandă locale în câmp) și necesită un număr foarte mic de persoane care să-i servească. Se consideră că este suficientă supravegherea aparaturii din postul dispecer de către o singură persoană, iar pentru intervenții, în caz de avarii, o echipă formată din două persoane (deoarece blocurile ce s-ar defecta se pot schimba ușor cu altele bune, cele stricate urmând a fi deparate ulterior în laboratoare specializate).

Postul dispecer se alimentează cu energie electrică prin linii duble de alimentare de la sistemul energetic național, dată fiind importanța funcționării permanente a aparaturii cu care este dotat.

Tabloul local de comandă (în câmp) se poate alimenta din surse locale de energie electrică (micro-centrale, generatoare etc.) sau, dacă există condiții satisfăcătoare (privitoare la distanță), se poate alimenta și el de la sistemul energetic național.

Precizia măsurărilor și comenzilor pentru acest sistem este preconizată a fi mai mare de 99%.

### 8.4.1. EXEMPLIFICARE DE AUTOMATIZARE TOTALĂ A UNUI SECTOR (PLOT) DE IRIGAȚIE PRIN ASPERSIUNE

**Caracteristicile schemei de sector (plot).** Sectorul propus la automatizare este alimentat prin conducta CSI 1 și antenele ramificate (afectate ei); conducta este alimentată de stația de pompare SP 1 (fig. 8.72). Acest sector are o suprafață de circa 900 ha și este servit de un număr de 15 antene de udare. Fiecare antenă udă în medie circa 60 ha.

Pantele terenului fiind mai mari de 4% se va folosi numai irigarea prin aspersiune. Intensitatea ploii trebuie să fie cuprinsă între 6,3-12,5 mm/oră.

Aripile de aspersiune se consideră a fi fixe, dar funcționarea antenelor de udare va fi intermitentă, depinzând de cerințele pentru apă ale solului (respectiv plafonul minim de udare, plafon care variază și cu planta cultivată, în funcție de dezvoltarea rădăcinilor acesteia, deci de grosimea stratului activ).

**Alegerea schemei de automatizare și prezentarea sintetică a caracteristicilor ei.** În vederea automatizării totale a sectorului propus, se optează pentru folosirea „Schemei de automatizare totală în confor-

mitate cu normele Sistemului universal de reglaj” (S.U.R) prezentată în figura 8.72 [25].

Alegerea acestei scheme s-a făcut din următoarele considerente:

- permite automatizarea totală a sectorului (plotului);
- în sectorul de amenajat sunt respectate condițiile de uniformitate a solului (a tipului de sol), ceea ce permite exploatarea aparaturii în condiții avantajoase;
- precizia măsurătorilor și a distribuirii apei prin folosirea aparatelor din schemă este ridicată (peste 98%);
- prezintă posibilitatea reglării automate a distribuției apei, în funcție de plafonul minim și de capacitatea de câmp pentru apă a solului;
- automatizarea sectorului propus prin folosirea acestei scheme, poate fi extinsă asupra întregului sistem de irigații din care face parte plotul respectiv (de exemplu Carasu – Dobrogea);
- majoritatea blocurilor (elementelor) componente ale schemei sunt produse indigene, ceea ce reduce considerabil cheltuielile de investiții și mai târziu pe cele de exploatare;
- aparatura care intră în componența schemei are un consum foarte mic de energie electrică;

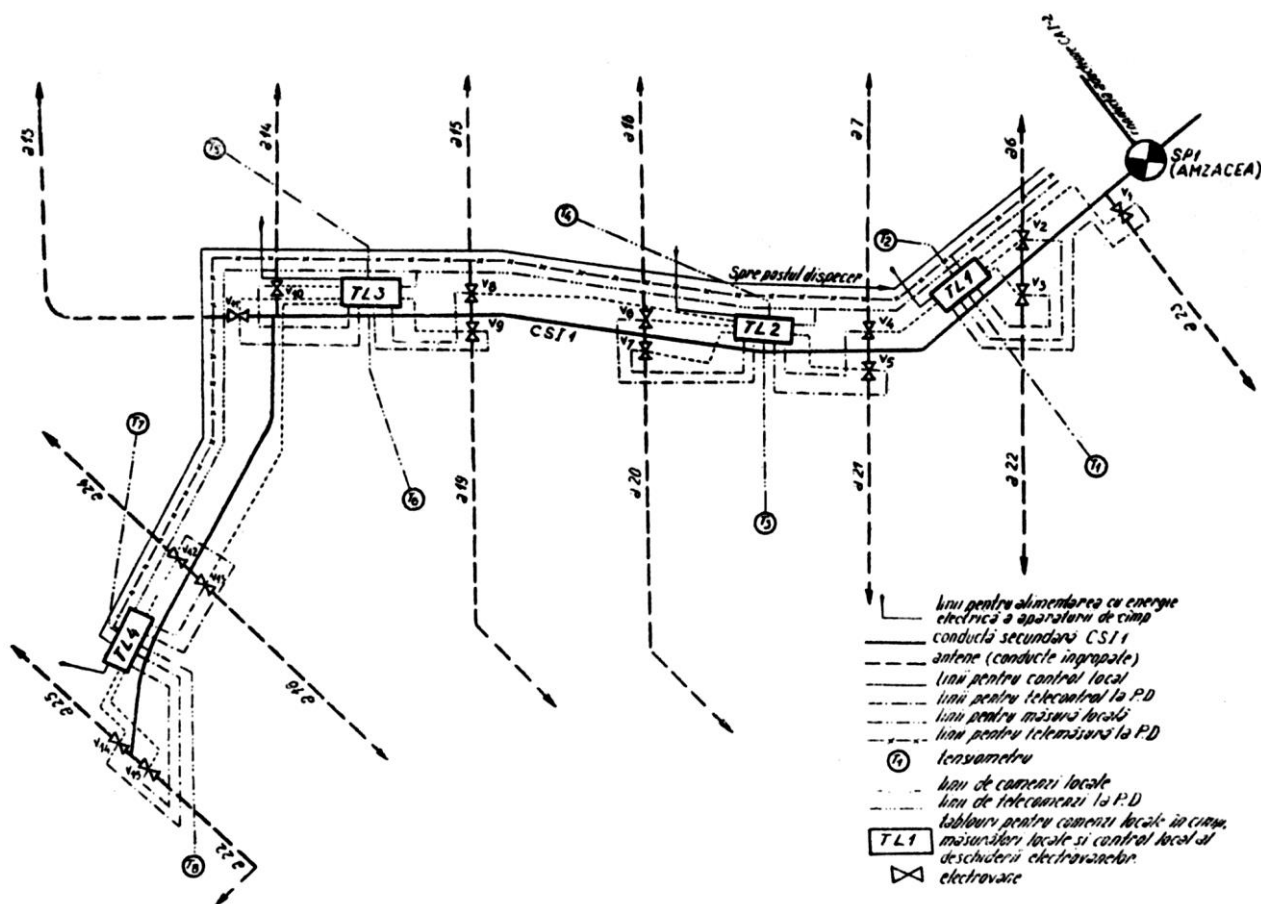


Fig. 8.72. Exemplu de amenajare pentru automatizarea totală a unui plot de irigații [25]: SP<sub>1</sub> – stație de pompare; a – antenă; CSI<sub>1</sub> – conductă principală; V – vane.

– schema prezintă în componența ei aparatură modernă cu largi posibilități de dezvoltare în perspectivă;

– aparatura, care intră în componența schemei de automatizare, scoate suprafețe mici de teren din circuitul agricol.

Descrierea schemei se face prin descrierea evoluției semnalului de intrare și prin urmărirea acestuia în elementele componente ale schemei.

Traductorul este un traductor de presiune diferențială tip AT 30, la care s-a adaptat o cupă din ceramică poroasă a unui tensiometru sau electrotensiometru obișnuit. Legătura între cupa din ceramică poroasă și detectorul de presiune diferențială AT 30 s-a realizat cu ajutorul unui furtun din material plastic. Detectorul de presiune diferențială transformă presiunea primită (măsurată) într-o mișcare unghiulară (maximă de  $8^\circ$ ). Detectorul este compus din două burdufuri legate între ele cu o tijă metalică. Fiecare burduf elastic se găsește într-o cameră separată de presiune. Burdufurile se vor deplasa neuniform și diferența între deplasările acestora se transformă, prin intermediul tijei metalice de legătură, într-o mișcare de rotație (unghiulară). Această mișcare unghiulară este transmisă adaptorului ELT 370 A, care transformă deplasarea unghiulară de  $0-8^\circ$  a detectorului într-un curent continuu de 2- 10 mA, curent care are o valoare proporțională cu deplasarea.

Curentul de 2-10 mA este transmis, apoi, prin cabluri electrice, la tabloul local de comandă în câmp. Pe panoul tabloului de comandă locală se găsește un element de avertizare pentru maxim și minim tip ELX 76 N<sub>1</sub>. La acest element, punctele de maxim și minim se pot regla pentru valori intermediare ale semnalului de 2-10 mA primit. În funcție de presiunile (corespunzătoare plafonului minim și capacității de câmp) citite de traductor, semnalul de ieșire al acestuia va varia între limitele de 2-10 mA c.c.

Indicatorul de maxim și minim permite avertizarea începutului și sfârșitului udării în tabloul local de comandă.

În postul dispecer există și un element care semnalizează maximul și minimul (de același tip ELX 76 N<sub>1</sub>). Valorile maxime și minime citite se înregistrează de către un înregistrator potențiomtric cu diagramă de 250 mm, cu imprimare pentru 12 puncte (tip ELR 36 A). Fiecare peniță imprimă valorile transmise de un singur element de avertizare de maxim și minim.

Blocul de comandă cu rele de memorizare a ordinii de prioritate are rolul de a memoriza semnalele primite de la indicatoarele de maxim și minim în ordinea intrării lor. Pentru a nu se dimensiona conducta secundară (CSI 1) din figura 8.72 pentru o distribuie simultană a apei pe toate antenele (ceea ce ar mări considerabil diametrul conductei secundare, fără a fi

necesar acest lucru), blocul de comandă va comanda distribuția apei pe câte două puncte de măsură, în așa fel încât conducta CSI 1 trebuie dimensionată pentru un debit corespunzător funcționării permanente a unui număr de patru antene (prin comandarea simultană a unui număr de patru electrovane). Restul punctelor în care ar fi necesară apa sunt memorate pe relele de memorizare, iar imediat ce pe cele patru antene s-a terminat distribuția apei începe distribuția pentru un alt grup de patru antene, care conduc apa în punctele cu prioritate în distribuția apei.

Elementele comandate sunt electrovane tip G sau D. Controlul în sistem se realizează în două trepte: controlul secvențial la tabloul local de comandă, și controlul centralizat, la postul dispecer. La tabloul local de comandă sunt prevăzute posibilitățile de comandare locală a electrovanelor.

Pentru siguranță în exploatare, în cazul existenței unor avarii în sistem, se prevăd electrovane care au și posibilitatea de închidere-deschidere manuală.

**Condiții de amplasare a aparaturii de automatizare în sectorul amenajat și descrierea proceselor de automatizare.** Aparatura de automatizare s-a amplasat conform schemelor din figurile 8.71 și 8.72. S-a prevăzut racordarea sectorului amenajat la postul dispecer, post care urmează a fi amplasat după definitivarea schemei de automatizare pentru întreg sistemul de irigații.

Amplasarea aparaturii s-a făcut ținându-se seama de condițiile impuse de: schema de automatizare, de natura terenului pe care se materializează schema, de plantele cultivate pe solul respectiv.

Schema preconizată nu impune limitări ale folosirii ei. Singura problemă este alimentarea cu energie electrică a aparaturii de câmp (tablou de distribuție a energiei electrice în câmp), folosirea aparaturii necesitând o deosebită atenție în protejarea acesteia la condițiile de funcționare din câmp (adăpostirea aparaturii în locuri amenajate corespunzător).

Terenul amenajat cuprinde sol cu textură uniformă, ceea ce a permis amplasarea traductorilor pentru servirea unei suprafețe mari de teren (un traductor servește în jur de 100 ha). Traductorii sunt astfel amplasați încât fiecare din ei comandă deschiderea a două antene (v. fig. 8.72). S-au centralizat câte două traducatoare de fiecare tablou local de comandă.

Adâncimea de îngropare a cupelor poroase diferă cu planta cultivată.

Prezentarea automatizării se face conform schemei din figura 8.72. Descrierea se va face numai pentru un singur tablou de comandă locală TL 1 (celelalte tablouri funcționând similar).

În vederea reducerii numărului de traducatoare, schema s-a adoptat astfel încât tensiometrul (cupa po-

roasă)  $T_1$  comandă electrovanele  $V_1$  și  $V_2$ , care deschid antenele  $a_{22}$  și  $a_{23}$ .  $T_2$  comandă electrovanele  $V_2$  și  $V_4$  care sunt montate pe antenele  $a_6$  și  $a_7$ .

Tabloul local de comandă TL 1 are în interior două elemente de avertizare ELX 76  $N_1$  care comandă vanele  $V_1$ ,  $V_2$ ,  $V_3$ ,  $V_4$  în ordinea în care s-a arătat.

Pentru a nu se supradimensiona stația de pompare SP 1, toate comenzile sunt centralizate la un post dispecer de către un selector cu relee de memorizare a ordinii de prioritate (v. fig. 8.71).

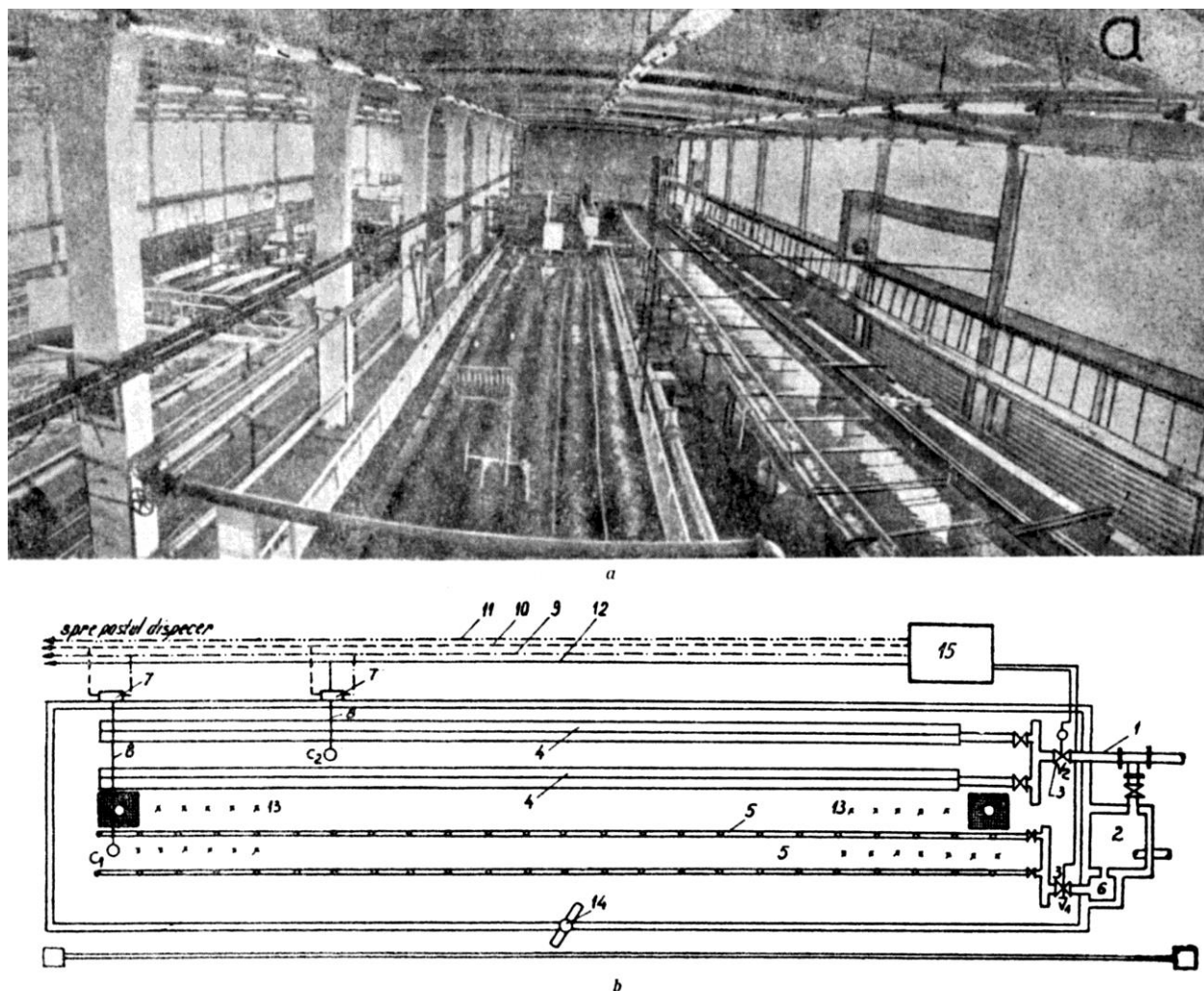
În tabloul TL 1 există indicatoare de avarie a electrovanelor (aceste indicatoare sunt lămpi incandescente, câte una pentru fiecare electrovană). La postul dispecer se transmite numai un semnal general de avarie (avarie la TL 1), prin linia de telecomandă.

Controlul poziției vanei se face prin trei becuri de semnalizare (pentru fiecare electrovană).

Tot din tabloul TL 1 există și posibilitatea manevrării manuale a electrovanei (fie prin comandă electrică locală, fie prin manevrarea manuală a robinetului de închidere a electrovanei).

#### 8.4.2. AUTOMATIZAREA PLATFORMEI EXPERIMENTALE DIN LABORATORUL DE IRIGAȚII ȘI DRENAJE AL INSTITUTULUI POLITEHNIC „GH. ASACHI”, IAȘI

Platforma experimentală de irigații, din Laboratorul de irigații și drenaje (fig. 8.73, *a*, *b*) se automatizează prin folosirea „Schemei de automatizare totală în conformitate cu normele Sistemului universal de reglaj” (v. fig. 8.71).



**Fig. 8.73.** Platforma experimentală de irigații (prin brazde și picurare cu drenaj de ventilare) a Laboratorului de irigații și drenaje din Institutul Politehnic „Gh. Asachi” Iași, vedere generală (*a*) și schema de automatizare a platformei experimentale în curs de organizare (*b*): 1 – conductă de aducțiune; 2 – rezervor cu nivel constant  $h = 1,0$  m; 3 – electrovane; 4 – brazde de udare cu secțiuni și pante variabile; 5 – conducte de distribuție prin picurare cu diametre și picurătoare variabile; 6 – rezervor fertilizator;  $C_1$ ,  $C_2$  – cupă din ceramică poroasă; 7 – traductor-adaptor EFL 271 ELT 370; 8 – conductă de legătură; 9 – linie de alimentare cu energie electrică; 10 – linie de transmitere a telecomandei; 11 – linie de transmitere a telecomenzii; 12 – linie de transmitere a comenzii; 13 – planta cultivată; 14 – cameră mobilă de luat vederi (pentru televiziunea în circuit închis); 15 – tablou de comandă locală.

Această schemă prezintă o serie de avantaje:

- folosirea blocurilor electronice care lucrează cu semnal unificat, fabricate la noi în țară;
- posibilitatea interschimbării blocurilor electronice;
- realizarea unei precizii foarte ridicate la determinarea parametrilor măsoarați (mai bună de 99%);
- proiectarea ușoară, datorită faptului că nu este necesară decât realizarea unor legături electrice între blocuri, funcțional gata proiectate;
- varietatea mare de posibilități de interconectare între elementele schemei;
- aparatura care intră în componența schemei prezintă o mare siguranță în exploatare;
- durabilitatea mare în timp a elementelor constructive ale blocurilor folosite (piesele semiconductoare care intră în componența aparaturii au durată practic nelimitată);
- posibilitatea largă de reglare a parametrilor funcționali ai elementelor schemei;
- dimensiuni relativ reduse ale elementelor (astfel se scoate din circuit o suprafață mică de teren);
- consumul de energie electrică foarte redus (există posibilitatea alimentării cu energie electrică a aparaturii amplasate în câmp de la surse locale: microcentrale, generatoare etc.);
- cheltuieli de exploatare, întreținere reduse;
- personal calificat superior în număr foarte mic;
- nu mai este necesară experimentarea aparaturii, întrucât blocurile funcționale sunt experimentate deja în diferite alte ramuri ale industriei;
- schema se pretează, prin înlocuirea în ea a diferitelor părți structurale, la toate tipurile de automatizare: preprogramare, telecomandă și automatizare totală.

Totodată sunt îndeplinite și celelalte cerințe prezentate anterior, cerințe care respectă normele „Sistemul universal de reglaj”.

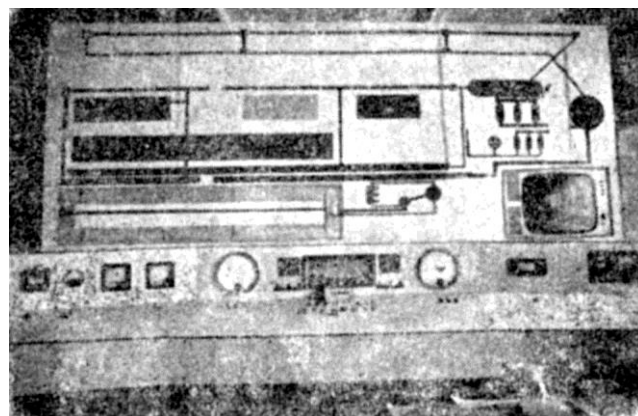
Aparatura care intră în componența schemei se prezintă în ordinea de funcționare, conform figurii 8.72. Aparatura se găsește în fișele tehnice MIC-116: traductori EFL 271, ELT 370; adaptor de deplasare unghiulară – curent tip ELT 370; modulator magnetic de deplasare ETM 11A etc.; electrovană tip G (Tulsk, fosta Uniune Sovietică).

**Amplasarea aparaturii pe platformă.** Aparatura pe platformă se amplasează conform schemei din figura 8.73, *b*. Cupele poroase se amplasează în capătul aval al conductelor (brazdelor)  $c_1$ , la 2,25 m de marginea platformei, iar  $c_2$ , la 8,5 m. Fiecare cupă poroasă semnalizează (măsoară) umiditatea existentă în sol pe profil într-un anumit punct. Punctele de amplasare a cupelor poroase s-au stabilit pentru cazurile cele mai dezavantajoase din punct de vedere al distribuirii apei. Cupele poroase sunt puse în legătură cu traductorul

EFL 271 prin intermediul unui furtun din material plastic (îngropat eventual în sol). Traductorul se montează pe balustrada de la marginea lungă a platformei. El face corp comun cu adaptorul ELT 370. Semnalul unificat este trimis mai departe la tabloul de comandă din câmp (local), unde excită un element de avertizare de tip ELX 78  $N_1$ . Acest element de avertizare este reglat astfel încât să poată comanda două puncte de limită corespunzătoare plafonului minim și capacității de câmp a solului. Pentru valoarea mai mică (corespunzătoare plafonului minim) elementul ELX 76  $N_1$  comandă pornirea electrovanei tip Tulsk notată cu  $V_2$ . Motorul electrovanei deschide vana și astfel apa va fi distribuită pe brazde.

Când adaptorul ELT 370 primește o valoare minimă a presiunii (corespunzătoare capacității de câmp) de la traductorul EFL 271, elementul de avertizare ELX 76  $N_1$  comandă pornirea electromotorului electrovanei în sens invers. Electromotorul acționează vana și trecerea apei este oprită. În mod similar lucrează și circuitul comandat de cupa poroasă  $c_1$ ,  $V_1$ .

În vederea centralizării și interpretării valorilor măsurătorilor s-a preconizat transmiterea semnalelor de măsură la un tablou general de comandă, montat în postul dispecer al Laboratorului (fig. 8.74).



**Fig. 8.74.** Tabloul general de comandă din postul dispecer al Laboratorului de irigații și drenaje al Facultății de Hidrotehnică, Institutul Politehnic „Gh. Asachi” Iași.

**Legarea aparaturii de pe platforma cu cabina dispecer a Laboratorului și posibilitatea folosirii televiziunii în circuitul închis.** Semnalul unificat al adaptorului ELT 370 este transmis, prin cablu, la una din intrările înregistratorului electronic compensator automat, cu diagramă de 250 mm tip ELR 38. Având două adaptoare ELT 370 (corespunzătoare cupelor poroase  $c_1$  și  $c_2$ ), înregistratorul va înregistra două diagrame.

Pentru a exista posibilitatea comenzilor din postul dispecer s-au prevăzut și aici (ca și la tabloul de comandă locală) două elemente de avertizare de maxim și minim ELX 76  $N_1$ .

Controlul sistemului se face pe un panou sinoptic, care semnalizează optic și acustic fiecare defecțiune a punctului măsurat.

Pentru controlul debitului distribuit se montează pe conducta generală de distribuție o valvă de măsură.

Alimentarea cu energie electrică se face prin distribuția în paralel de la aceeași sursă de alimentare. Sursa de alimentare prezintă borne de curent alternativ de 220 V și 380 V, cu frecvența de 50 Hz.

Controlul alimentării aparaturii cu energie electrică se face cu ajutorul unor voltmetre (pentru semnalizarea vizuală) și a unor releee pentru semnalizarea acustică.

Întrucât nu este o distanță mare între tabloul de comandă pe platformă și postul dispecer (P.D.), nu se prevede legătura telefonică între acestea, deși P.D. este prevăzut cu stație de amplificare (v. fig. 8.74).

În postul dispecer există și un monitor de control al funcționării aparaturii pe baza unei camere de luat vederi mobilă, instalată pe platformă. Mișcarea camerei de luat vederi se realizează cu ajutorul unui motor electric cu o turație mică. Când camera de luat vederi

ajunge la unul din capetele platformei, motorul electric își schimbă automat sensul de rotire și astfel camera se deplasează în sens contrar. Se prevede și posibilitatea de oprire manuală (prin întreruperea contactului de alimentare cu energie electrică al motorului) a camerei de luat vederi, în punctele care prezintă mai mult interes pentru cercetător.

Pentru realizarea unui control eficient al sistemului de automatizare este necesar ca aparatele componente ale acestuia să respecte o serie de condiții:

- să fie amplasate la aceeași înălțime, pentru a nu fi necesară manevrarea unghiului de înclinare a camerei de luat vederi;

- să fie prevăzute cu aparate de control care să aibă scara de citire la exterior (eventual se pot prevedea lămpi de semnalizare);

- să fie amplasate la aceeași distanță de camera de luat vederi, pentru a nu fi necesară schimbarea focalizării acesteia;

- să fie luminate suficient și cu aceeași cantitate de lumină, în așa fel încât să nu fie necesară schimbarea diafragmei camerei de luat vederi.

Distribuția apei pe brazde și prin picurare –  
cu control și comandă automată – Laboratorul de  
irigații și drenaje – Institutul Politehnic Iași, 1975.



## Capitolul 9

# EXEMPLE DE TEHNICI DE IRIGAȚIE FUNCȚIONÂND ÎN CADRUL UNUI SISTEM DE IRIGAȚII COMPLET AUTOMATIZAT

## 9.1. IRIGAȚIA ANTIGEL<sup>1</sup>. OPORTUNITATEA, ZONELE INTERESATE (EXEMPLE PENTRU ROMÂNIA), BAZA TEORETICO-ȘTIINȚIFICĂ ȘI TEHNICO-APLICATIVĂ

### 9.1.1. GENERALITĂȚI

Studiul întreprins de meteorologul N. Topor [35] arată, de exemplu, că în Franța, în anul 1923, pagubele datorate înghețurilor au fost de 16 milioane franci, în cazul înghețurilor de toamnă, 4 milioane franci în urma înghețurilor de iarnă și 371 milioane franci provocate de înghețurile de primăvară.

Înghețurile de primăvară înscriu pagubele cele mai mari pentru că surprind plantele la începutul vegetației, când sunt mai sensibile sau în plină floare,

<sup>1</sup> Colaborare sub diverse forme au avut: șef de lucrări D. Șerban, în problema aspersoarelor; șef de lucrări A. Nicolau, în problema pluviometriei; șef de lucrări E. Nițescu, în problema fizico-meteorologică; inginer Gh. Prundel, la colectare de material bibliografic, prelucrare, calcule, în cadrul proiectului de diplomă (1973) sub îndrumarea prof. Valeriu Blidaru; inginer I. Zamfir, doctorand, în problema instalațiilor antigel.

putând distruge complet recolta [35].

În anul 1945, un singur îngheț la sfârșitul lunii aprilie a produs în Elveția pagube de 27 milioane franci elvețieni la vii și 53 milioane la pomii fructiferi.

La 24 aprilie 1947, în Banat, temperatura scăzută însoțită de zăpadă a compromis culturile de grâu de toamnă (aflate în burduf și la început de înspicare), de secară (care era înspicată) și parțial recolta de fructe.

De asemenea, temperatura de  $-2^{\circ}\text{C}$  și  $-3^{\circ}\text{C}$  din 22/23 mai 1952 a provocat în toată țara pierderi la majoritatea culturilor. Bruma din 22 mai 1952 a provocat sterilitatea majorității florilor; culturile de bumbac au fost integral compromise; plantele de floarea-soarelui au ramificat puternic, transformându-se în tufe cu multe capitule mici, datorită brumei care a distrus vârful vegetativ; plantațiile viti-pomicole au fost afectate considerabil.

Pagubele datorate înghețurilor variază în funcție de starea de vegetație, faza de dezvoltare în care se găsește cultura și de intensitatea înghețului, scăderea producției putând ajunge, de la caz la caz, chiar la 100%. Chiar în bazinele pomicole cu climat favorabil (de exemplu, bazinul Geoagiu) s-a constatat că în unii ani (1952, 1954, 1955, 1957) mugurii floriali au fost în parte nimiciți de îngheț. În Câmpia Dunării, înghețurile târzii compromis total sau parțial recoltele de caise cu o frecvență destul de mare, perioada analizată 1947-1957



fiind o mărturie. În primăvara anului 1968 s-au înregistrat pierderi însemnate în majoritatea bazinelor pomicole, prin trecerea bruscă de la un interval relativ călduros, în prima decadă a lunii aprilie, la perioade reci, cu temperaturi ce au coborât la  $-4^{\circ}\text{C}$  și chiar la  $-6^{\circ}\text{C}$ .

Concluziile ce se impun din cele expuse mai sus arată că:

- în general, plantațiile pomicole din țara noastră sunt expuse riscului de îngheț în anotimpurile de tranziție (AT), apărând astfel necesitatea protejărilor;

- zonele favorabile de cultură economică a diferitelor specii și soiuri pomicole – stabilite în baza studiului zonal al apariției înghețurilor în AT – pot fi extinse la adăpostul măsurilor de protejare, acțiune de mare importanță pentru economia țării; se ridică astfel potențialul productiv al multor zone agricole ale țării, în aparență improprie pentru cultura anumitor specii și soiuri pomicole.

Irigația antigel, prin aspersiune, valorifică principiul fizic al degajării căldurii latente în timpul procesului de înghețare a apei ( $80 \text{ cal/l apă}$ ). Căldura degajată, rămânând sub pojghița de gheață pe care aspersiunea o formează în jurul mugurilor și ramurilor, le protejează până la temperaturi de  $-10^{\circ}\text{C}$ , iar în condiții de vânt până la  $-4^{\circ}\text{C}$ .

Irigația antigel datează, ca metodă practică rudimentară, din anul 1920 (fermierii americani), iar ca obiect, al cercetărilor științifice din anul 1951 (Germania – Institutul agronomic Marhoff construiește primele aparate în acest scop; Anglia – Stațiunea East Maling; Elveția – Centrul de agricultură Lausanne). În Italia, primele experimentări de aspersiune antigel au fost făcute în anul 1953 în Nord (Alto Adige), iar în prezent se află sub protecție 5.000 ha în Alto Adige și 2.000 ha în provinciile Trento și Calabria. Plantațiile sunt constituite din livezi de pomi și în cazuri mai rare de vii și plantații de citrice.

În România, plantațiile pomicole și viticole ocupând suprafețe importante, în continuă extindere, iar condițiile climatice fiind favorabile apariției de înghețuri în anotimpurile de tranziție (AT), problema protejării contra acestor geruri (antigel) se pune cu insistență. Se știe că în agricultura noastră se folosesc, ca și în alte țări, metode fumigene antigel, care au atins diferite grade de perfecționare.

În lucrarea de față se va aprofunda – așa cum arată titlul – „Irigația prin aspersiune antigel”, după ce în prealabil se vor analiza fenomenele de îngheț, efectele acestora și diversele metode de protejare, pentru a se putea justifica (obiectiv) avantajele „irigației prin aspersiune antigel” și a se fixa parametrii tehnico-funcționali și constructivi.

## 9.1.2. FENOMENELE DE ÎNGHEȚ ÎN ANOTIMPURILE DE TRANZIȚIE ȘI OPORTUNITATEA PROTEJĂRII PLANTAȚIILOR

Dintre factorii meteorologici limitativi de cultură și productivitate pentru speciile și soiurile pomicole, temperatura și precipitațiile sunt preponderente.

Înghețurile puternice de iarnă nu sunt, în general, periculoase plantațiilor pomicole, acestea fiind adaptate (pregătite din timp) să suporte temperatura scăzută, iar zonarea diferitelor soluri și specii se face în funcție de acest grad de adaptare. Temperaturile scăzute, înghețurile din anotimpurile de tranziție (toamna și primăvara) sunt însă mult mai periculoase. Astfel, înghețurile timpurii de toamnă, afectând aparatul foliaceu și ramurile tinere, provoacă leziuni ce împiedică pregătirea plantelor pentru iarnă. Înghețurile din primăvară, din timpul înflorii în special, dar și din perioadele premergătoare (înfloririi), ca și imediat după înflorire, sunt considerate critice, atât din cauza conținutului ridicat de apă al țesuturilor și al sensibilității la frig a plantelor, cât și din cauza puternicelor fluctuații ale temperaturii din acest interval de timp.

Caracterul de desprimăvărare este dat pentru țara noastră de data trecerii temperaturilor medii zilnice ( $t_{m-z}$ ) ale aerului peste  $10^{\circ}\text{C}$ ; iar dacă se înregistrează mai multe zile consecutiv  $t_{m-z} > 10^{\circ}\text{C}$ , declanșarea ieșirii plantelor din repausul de iarnă este asigurată. Trecerea după acest moment a plantelor de la starea de repaus la activitatea vitală are drept consecință o scădere pronunțată a rezistenței plantelor la frig. Scăderea temperaturii atmosferice, în această fază, sub anumite limite critice determină înghețarea fluidului celular, cu transformări ireversibile în protoplasmă, producând astfel moartea celulei vegetale. Dacă înghețul și dezghețul are loc progresiv, unele țesuturi își pot recăștiga turgescența normală.

În țara noastră, datorită climatului cu un grad accentuat de continentalism (uscăciune), astfel de fenomene se produc brusc, de la zi la noapte. Pentru acest motiv sunt necesare măsuri de protejare a plantațiilor pomicole, în această perioadă, când:

- circulația sevei în plante este foarte intensă, celulele se multiplică rapid, sunt foarte sensibile la frig iar schimburile de căldură cu exteriorul sunt numeroase;
- plantele sunt slab protejate;
- transpirația plantelor se accelerează, această eliminare a apei ducând la răcirea plantei (evaporarea unui kg apă reclamă circa 800 kilocalorii).

Pagubele datorate înghețurilor variază în funcție de starea de vegetație, faza de dezvoltare în care se găsește cultura și de intensitatea înghețului.

### 9.1.3. CAUZELE PRODUCERII FENOMENELOR DE ÎNGHEȚ ÎN ANOTIMPURILE DE TRANZIȚIE ÎN ȚARA NOASTRĂ

Înghițurile care se produc în țara noastră, în anotimpurile de tranziție, sunt, de regulă, înghițuri nocturne (ne referim la „înghiț” măsurat la înălțimea coroanei sau a adăpostului meteorologic de 2 m și nu la „înghiț la sol”, când temperatura solului coboară la sau sub 0°C).

Fenomenele de înghiț din anotimpurile de tranziție sunt determinate de:

- invaziile de aer polar (arctic sau glacial), a cărui temperatură este mai coborâtă de +1°C, chiar și în cursul zilei: *înghiț advection*;

- anumite circumstanțe particulare și locale legate de variația umidității aerului, a nebulozității, presiunii, intensității și direcției vântului, care acționează în sânul aceleiași mase de aer măbind radiația nocturnă a solului, fapt care duce la coborârea temperaturii până la punctul de înghiț: *înghiț de radiație*, nelegat de o invazie de aer anumit;

- invaziile de aer polar, a cărui temperatură este mai ridicată de +1°C ziua, dar care noaptea, datorită radiației, coboară sub 0°C: *înghiț advection – radiativ*.

Majoritatea înghițurilor de la noi, din AT sunt de tipul advection-radiativ. Masele de aer polar, chiar dacă ajung în două zile de la pol în țara noastră, se încălzesc pe drum și nu mai pătrund pe teritoriul țării noastre cu temperaturi negative decât în cazuri rare. Din acest moment, suprapunerea factorului radiativ peste fenomenul de răcire advection poate duce la apariția fenomenului de înghiț.

Acțiunea factorului radiativ și intensitatea fenomenelor pe care le poate genera depind de o serie de condiții locale, ce se pot grupa în două complexe: natural și meteorologic.

#### 9.1.3.1. Complexul natural (factorii locali și agrofitotehnici)

**Natura și proprietățile solului.** Temperatura solului determină în mare măsură (influențează) temperatura păturilor de aer imediat vecine. Astfel, solurile de culoare închisă (cu mult humus) au o putere de absorbție a căldurii mai ridicată decât cele de culoare deschisă (calcaroase), care reflectă într-o măsură mai mare razele soarelui. De aceea, noaptea solurile de culoare deschisă sunt mai expuse producerii înghițului decât cele de culoare închisă. La fel, solurile umede, ca și cele argiloase, se încălzesc mai greu decât solurile uscate sau cele nisipoase.

De exemplu, 100 kilocalorii încălzesc o cantitate de 100 kg sol: cu 5°C când acest sol este uscat, cu

2,5°C când conține 20% apă, cu 1,4°C când conține 50% apă și numai cu 0,9°C când conține 90% apă. Din punctul de vedere al numărului de calorii necesare pentru a se ridica temperatura unui gram de sol cu 1°C, adică d.p.v. al capacității termice; nisipul reclamă 0,19 cal, solul luto-nisipos 0,22 cal., argila 0,233 cal., turba și humusul 0,477 cal., apa 1 cal., iar aerul 0,000306 cal.

Cel mai ușor se încălzește deci aerul din sol și cel mai greu apa, solul ocupând o poziție intermediară, consumând, cum rezultă de mai sus, de 4-5 ori mai puțină căldură decât apa.

Pe solurile umede, grele, fără structură și evaporarea este mai activă, fapt care contribuie, de asemenea, la scăderea temperaturii (pentru evaporarea unui gram de apă sunt necesare 600 calorii la temperatura de 0°C).

Gerul datorat evaporării se produce când solul este umed. Apa luând căldura necesară evaporării din mediul ambiant (sol, atmosferă, vegetație), provoacă o scădere a temperaturii. Astfel de geruri se întâlnesc frecvent în zonele de văi și lunci cu ape freatice aproape de suprafața solului.

Higroscopicitatea (proprietatea solului de a reține apa) face ca temperatura minimă să fie cu atât mai ridicată cu cât solul este mai higroscopic.

Capilaritatea influențează în mare măsură evaporarea, care contribuie la răcirea solului. Deci solurile cu o mare capilaritate favorizează înghițurile nocturne, evaporarea pe aceste soluri fiind intensă.

Permeabilitatea favorizează de asemenea, înghițurile nocturne, datorită faptului că solurile permeabile, fiind ușor traversate de apă, pierd repede căldura prin radiația nocturnă.

**Orografia și particularitățile zonei.** Orientarea terenului prezintă o mare importanță. Astfel, solurile situate pe pante sudice se încălzesc cel mai mult în timpul zilei, iar cantitatea mare de căldură acumulată face ca pe aceste terenuri înghițurile să fie mai rare și mai puțin intense. Solurile cu expoziție nordică, încălzindu-se mai puțin și mai încet, din cauza cantității mai reduse de căldură absorbită în timpul zilei și din cauza lungimii mari a intervalului lipsit de insolație, mai ales în cazul pantelor mari, înregistrează cele mai intense înghițuri târzii de primăvară și timpurii de toamnă.

Solurile situate pe pante orientate spre est se încălzesc de dimineață și încep să se răcească înainte de apusul soarelui. Pe aceste soluri înghițurile se produc frecvent și au, în general, o durată scurtă, temperatura făcând salturi bruște în primele ore ale dimineții, dăunătoare plantațiilor.

Solurile situate pe pante orientate spre vest se încălzesc mai târziu dimineața, temperatura face salturi bruște în prima parte a nopții. Înghițurile sunt mai puțin frecvente, dar dacă se produc au o durată mai mare.

Panta terenului exercită, de asemenea, o influență importantă în producerea înghețului: solurile de pe terenuri plane (câmpii, platouri) sunt mai puțin expuse variațiilor bruște de temperatură, în comparație cu cele de pe terenurile accidentate. Înghețurile cele mai frecvente și cele mai accentuate se produc în fundul văilor. Explicația este următoarea: seara, pe timp calm, solul se răcește, răcind și aerul de deasupra, pe o înălțime egală și în vale, și pe versant, și pe vârf (platou). Cum temperatura în altitudine este mai scăzută, aerul de aici devine mai dens și începe să coboare și să se acumuleze în vale, unde ia locul celui mai cald și mai umed de aici. Din cauza acestui fenomen, văile sunt mai des bănuite de înghețuri decât porțiunea mijlocie a pantelor; de aceea văile sunt evitate de către pomicultori și viticultori (fig. 9.1).

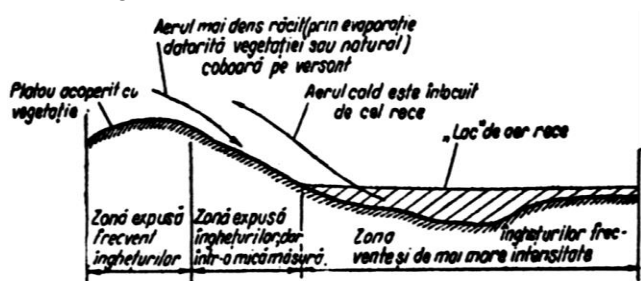


Fig. 9.1. Mecanismul producerii înghețurilor prin convecție locală (pe timp relativ calm).

Când vântul bate cu o intensitate mai mare de 4 m/s, înghețul se produce după alt mecanism: pe versantul din fața vântului, pe care aerul este obligat să ascensioneze, are loc o răcire adectivă a aerului cu aproximativ 1°C pentru fiecare 100 m de urcare. La rândul său, vântul mărește și evaporatia. Pe versantul pe care aerul coboară se produce o încălzire adectivă a aerului și, în acest caz, înghețul nu se înregistrează (fig. 9.2).

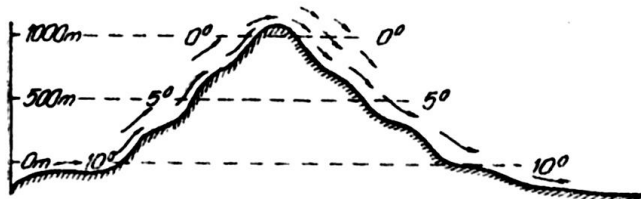


Fig. 9.2. Mecanismul producerii înghețurilor prin advecție generală (pe timp cu vânt puternic).

**Factorii agro-fitotehnici.** Solul pierde noaptea prin radiație o cantitate de căldură oarecare, transportată spre suprafață prin conductibilitate moleculară. Lucrările culturale care modifică structura stratului superficial de sol (arat, grăpat, oricare alte lucrări care afânează stratul arabil), influențează în sens pozitiv sau negativ fenomenele de îngheț, intensificând pierderile de căldură prin radiație, datorită împiedicării conductibilității termice spre suprafață (pierderile de căldură

prin radiație nu pot fi compensate de către fluxul de căldură venit dinspre orizonturile mai adânci, în cazul acestor lucrări).

### 9.1.3.2. Complexul meteorologic (temperatura, vântul, nebulozitatea și ceața)

**Variația temperaturii.** Noaptea, solul se răcește mai repede decât aerul de deasupra lui, născându-se astfel o inversiune termică la sol (în apropierea solului temperatura crește cu înălțimea).

Prin producerea inversiunii termice la sol, pe timp calm, fără vânt, mișcările verticale ale aerului se reduc considerabil, deci și schimbările de căldură între sol și aer.

**Vântul.** Când are o viteză mai mare de 4 m/s, vântul oprește formarea inversiunii termice la sol, duce la uniformizarea temperaturii solului cu cea a aerului de deasupra.

Vântul cu viteză mai mică, până la 3-4 m/s, favorizează producerea fenomenului de îngheț în zonele joase ale văilor, existând posibilitatea de acumulare a aerului rece.

Un vânt cu viteza depășind 4 m/s reduce posibilitatea producerii înghețului (de tip adectiv-radiativ, nu și simplu adectiv, dacă temperatura masei de aer în tranzit este deja negativă).

**Nebulozitatea.** Gradul de acoperire al cerului cu nori, felul și înălțimea norilor, au o mare influență asupra radiației nocturne (respectiv a înghețului nocturn). Scăderea nocturnă a temperaturii prin radiație este maximă în cazul cerului senin și minimă în cazul cerului acoperit de nori.

Cu cât norii sunt mai joși, cu atât temperatura scade noaptea mai puțin. În cazul plafonului „0” metri (ceață), temperatura se menține uneori (când lipsește vântul și de obicei lipsește în astfel de condiții) tot cursul nopții la aceeași valoare.

**Ceața.** Aerul cu un anumit conținut de vapori se încălzește, într-o oarecare măsură, datorită degajării de căldură lentă în procesul de condensare. Condensarea (formarea ceții) se produce în momentul când vaporii devin saturați. Dacă saturarea (formarea ceții) se produce înainte ca temperatura aerului să coboare sub 0°C, înghețul nu se mai produce. Deci ceața împiedică înghețul. Condiții pentru formarea ceții: vânt sub 4 m/s, cer senin.

Cele prezentate mai sus au scos în evidență rolul pe care-l au diferiți factori în producerea înghețurilor târzii de primăvară sau timpurii de toamnă.

De acești factori va trebui să se țină seama la aprecierea (calculul) cantității de căldură ce trebuie recuperată în plantații, prin aplicarea diferitelor metode de protecție a acestora.

#### 9.1.4. ARIILE DE REPARTIȚIE A ÎNGHEȚURILOR ȘI A FRECVENȚEI ZILELOR CU ÎNGHEȚ ÎN ANOTIMPURILE DE TRANZIȚIE ÎN ROMÂNIA

##### Aria regională de răspândire a înghețurilor.

Situațiile orografice ale țării noastre și poziția ei geografică fac ca fenomenele de îngheț în anotimpurile de tranziție să se manifeste în mod diferit și cu frecvențe diferite pe teritoriul țării (v. figurile 9.3, 9.4, 9.5, 9.8) [35]. Considerăm periculoase pentru pomicultură numai răcirile ce se produc în intervalul 1 aprilie – 31 octombrie (și din acestea îndeosebi cele de primăvară).

Repartiția teritorială și lunară a fenomenelor de îngheț se prezintă în țara noastră [N. Topor, 1958], conform celor arătate mai jos.

– în luna aprilie se produc înghețuri periculoase în toată țara. În regiunea deluroasă (cu cele mai multe plantații pomicole), frecvența înghețurilor este de peste 80% (fig. 9.3). Frecvența de 100% indică producerea de înghețuri și brume în luna aprilie a fiecărui an luat în

studiu (în cazul de față, în cei 65 ani studiați de N. Topor: 1886-1950). Pentru luna aprilie, numărul zilelor cu răciră dăunătoare a variat, în cei 65 ani, între 8-29; deci în aprilie sunt cel puțin 8 dimineți în care se produc înghețuri într-o regiune sau alta din țară și cel mult 29 dimineți. Pe teritoriul țării s-au înregistrat în cele 85 luni aprilie (din cei 65 ani studiați) 1.911 zile în diminețile cărora temperatura pe sol a coborât la sau sub 0°C, revenind la o medie de 18 zile lunar (tab. 9.1). Această frecvență trebuie înțeleasă de la un an la altul și nu pentru aceeași zonă din țară în același timp. Deci din tabelul 9.1 rezultă că în zilele de 3, 4, 7, 9, 11 aprilie frecvența înghețurilor și a brumei este de cel puțin 80%. Din figura 9.3 rezultă că în zonele muntoase se produc în aprilie cele mai multe înghețuri cu peste 90% frecvență, în timp ce pe litoralul sudic, în Dobrogea și sud-vestul Câmpiei Olteniei, frecvența înghețurilor e mai mică de 60%. Zonele Iași – Bacău și București – Armășești se remarcă printr-o frecvență mare a înghețurilor în luna aprilie; la Iași – Bacău se înregistrează tot atâtea înghețuri cât și în zonele muntoase: Vatra Dornei, Sinaia, Petroșani.

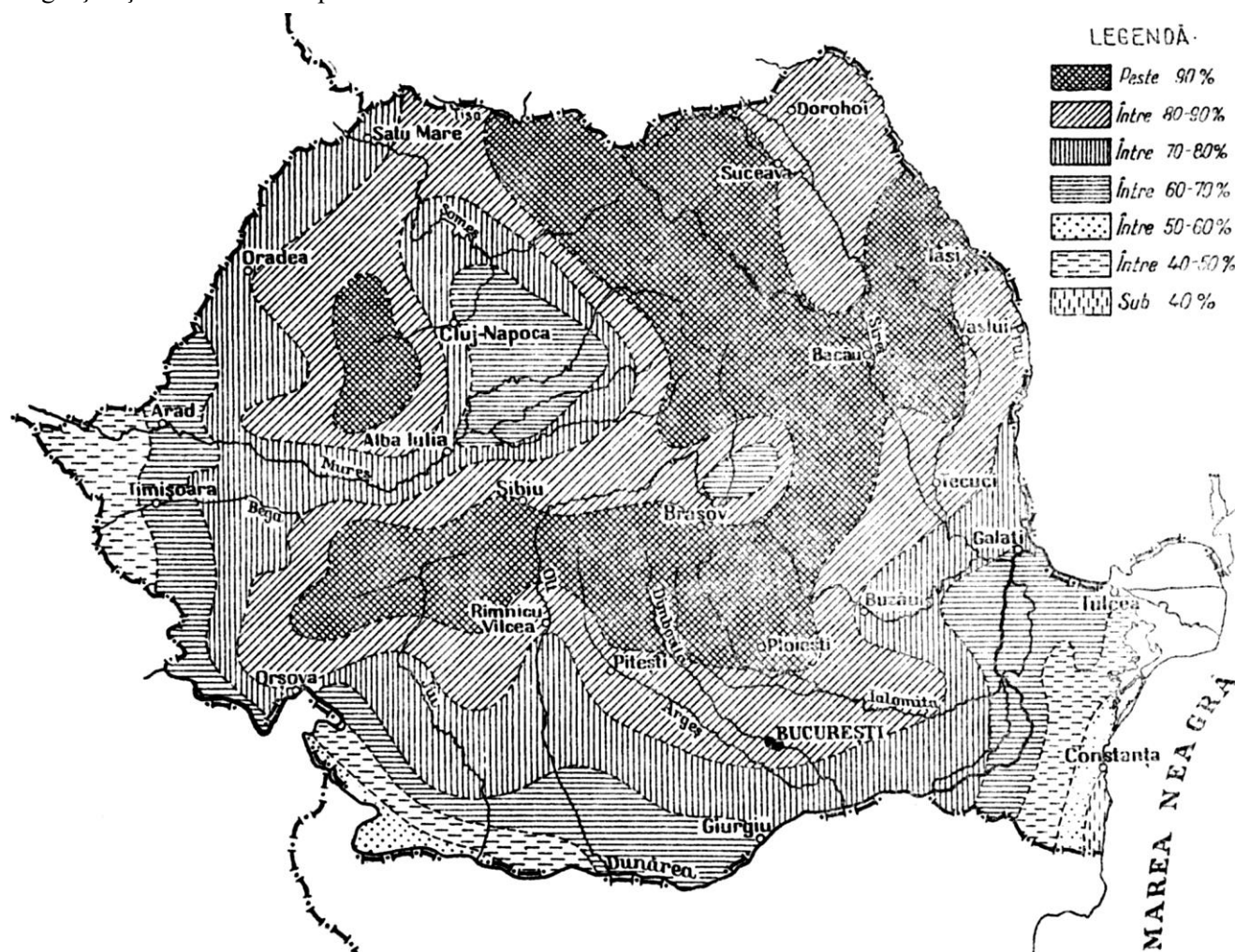
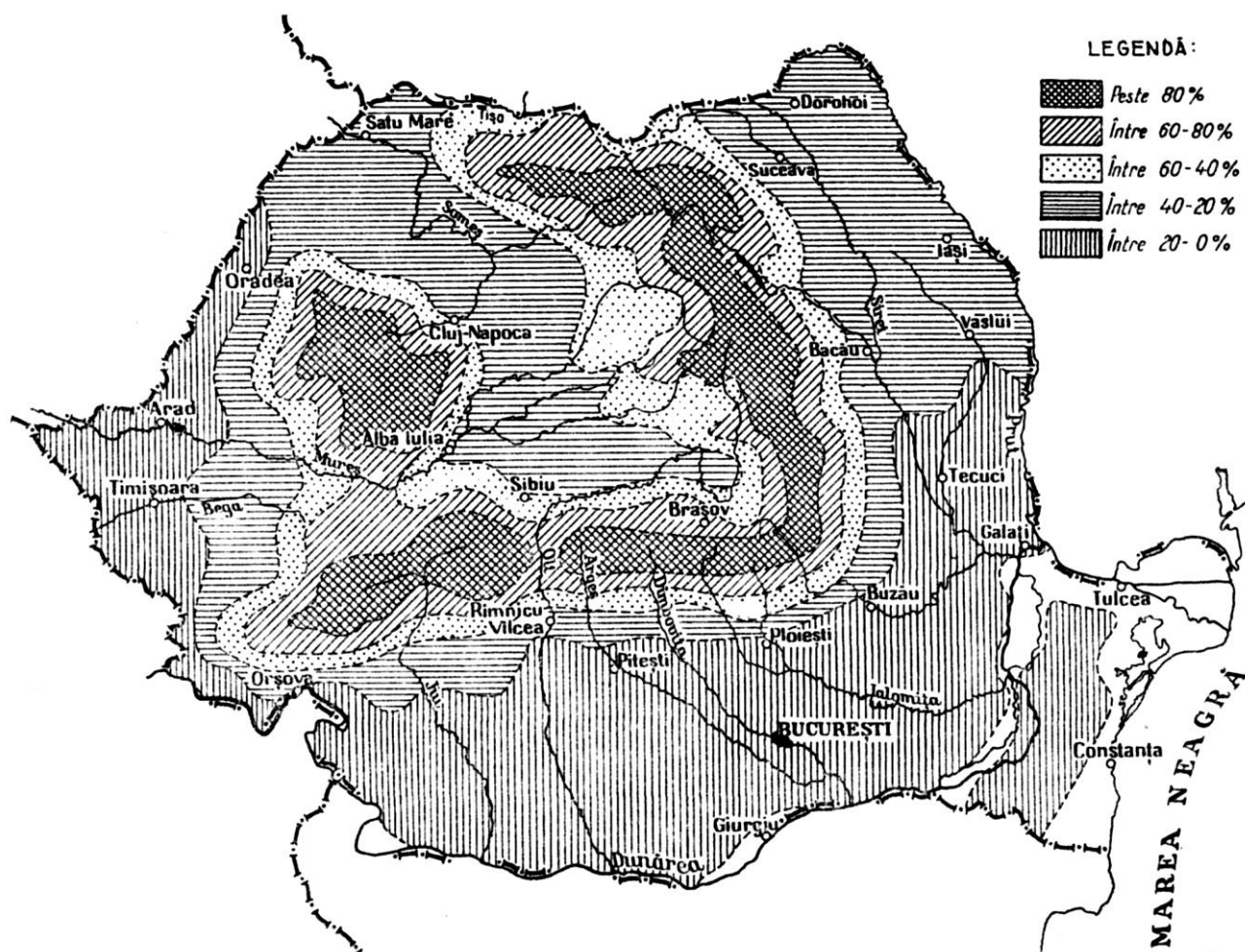


Fig. 9.3. Frecvența, în procente, a zilelor cu îngheț și brumă în luna aprilie (după N. Topor).

**Tabelul 9.1.** Frecvența zilnică a răcirilor din luna aprilie (N. Topor, 1958)

Zilele lunii aprilie	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Frecvența în număr de cazuri	51	48	55	55	51	51	52	51	52	42	52	45	41	43	42	38	41	38	40	32	29	29	32	28	31	27	31	23	23	18
În %	78	74	85	85	78	78	80	78	80	65	80	69	63	55	65	58	63	58	62	50	45	45	50	43	48	42	48	35	35	28



**Fig. 9.4.** Frecvența, în procente, a zilelor cu îngheț și brumă în luna mai (după N. Topor).

În luna mai, fenomenul de îngheț este de asemenea posibil în toată țara (exceptând câteva fâșii restrânse în Lunca Dunării și în Dobrogea), într-un procentaj ce variază de la 1 la 20% în zona de șes, și 20 la 40% în zona de deal, Platoul Transilvaniei și Nordul Moldovei (fig. 9.4).

În luna septembrie, fenomenele de îngheț sunt posibile în țara noastră pe suprafețe destul de extinse, nu numai în regiunea de munte, ci și de deal și câmpie (fig. 9.5).

În luna octombrie se pot produce înghețuri în toate regiunile țării; în unele zone frecvența acestui fenomen este destul de mare, depășind 50% și chiar 80% în zona de câmpie (fig. 9.6).

**Aria microclimatică de răspândire a înghețurilor.** Aceasta depinde de unele particularități locale.

**Rolul altitudinii.** Masele de aer arctic, care în mod obișnuit duc la apariția înghețurilor în țara noastră, având o densitate mare, se canalizează prin văile râurilor, unde de fapt se produce îngheț în cele mai multe cazuri.

**Orientarea văilor** în sensul liniei de curent al maselor reci de aer ajută mult la propagarea condițiilor de formare a înghețului. Astfel este cazul văilor Siretului, Bistriței, Moldovei, care ajută la canalizarea aerului venit din nord, până la sud de Bacău.

Văile orientate perpendicular pe linia de deplasare a aerului rece formează baraje pentru aria înghețului.

Despre rolul, în producerea înghețurilor, al orientării pantelor, al umezelii, naturii și culorii solului, nebulozității, vântului, ceții, s-a vorbit anterior.

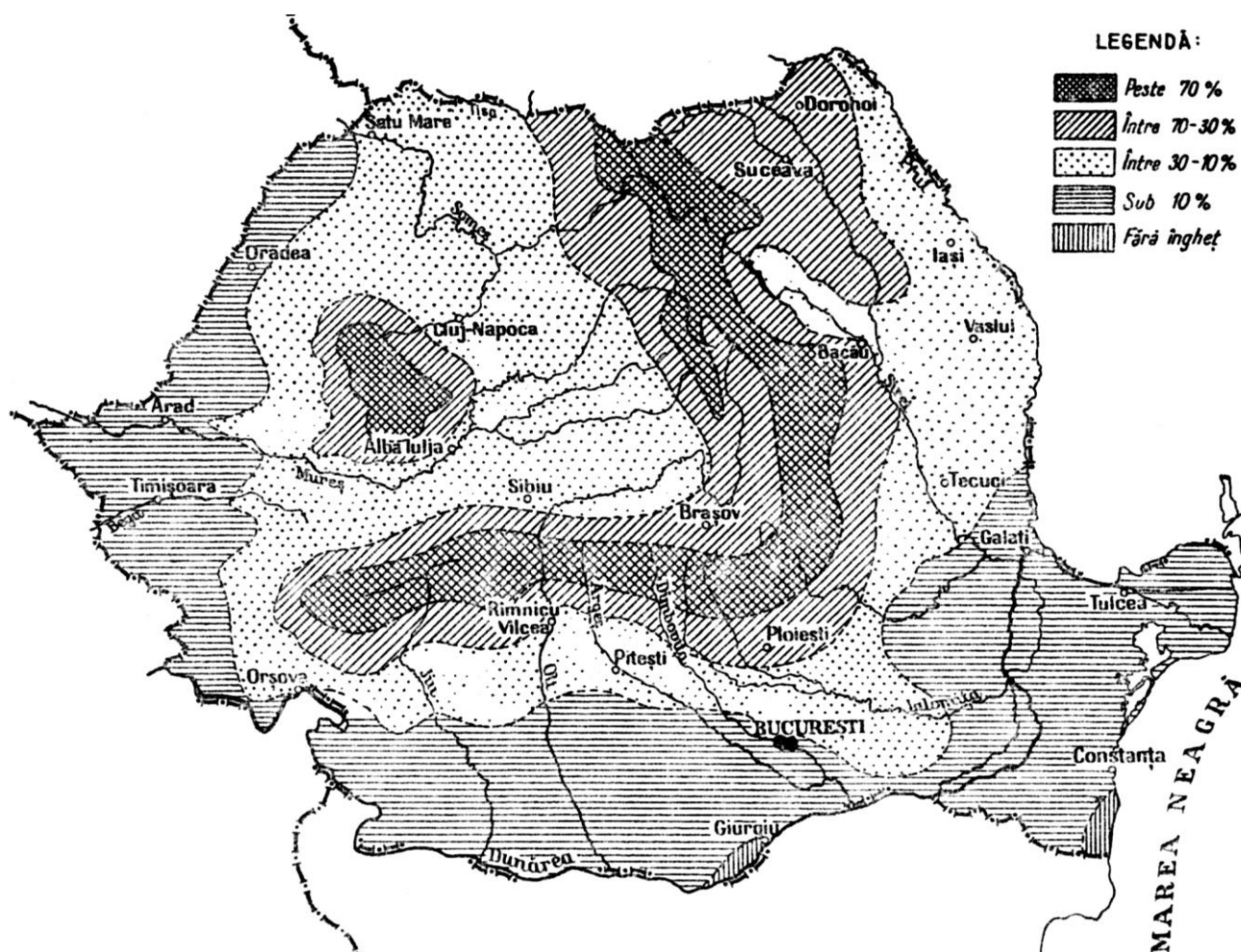


Fig. 9.5. Frecvența, în procente, a zilelor cu îngheț și brumă în luna septembrie (după N. Topor).

**Concluzii.** 1) La înființarea plantațiilor pomicele, specialiștii se orientează îndeosebi asupra zonelor care le oferă o oarecare siguranță în ceea ce privește evitarea înghețurilor, în special de primăvară. În cuprinsul acestor zone sunt preferate versanții și culmile dealurilor (care se situează deasupra straturilor de aer rece ce se poate, acumula pe văi).

2) Prin folosirea de măsuri eficiente și economice de protejare a plantațiilor, aceste arii de, cultură a pomilor se pot extinde, ridicându-se potențialul productiv al multor zone naturale ale țării,

3) Măsurile de protejare se impun cu necesitate și în situația actuală, plantațiile pomicele existente fiind expuse riscului de îngheț în anotimpurile de tranziție.

#### 9.1.5. METODE DE PROTECȚIE CONTRA ÎNGHEȚURILOR FOLOSITE ÎN PLANTAȚII

Pentru protejarea plantațiilor se pot folosi diverse metode de combatere sau de prevenire a fenomenelor de îngheț:

**Metode agrofitehnice.** Asemenea metode constau în efectuarea, în plantații, de lucrări culturale ce produc modificări ale microclimatului din imediata vecinătate a solului sau care acționează direct asupra organismelor vegetale, prin modificarea ciclului de vegetație sau a stării celulei vegetale.

*Lucrări culturale cu influență asupra microclimatului.* Pe terenurile care datorită condițiilor locale orografice sunt mai expuse inversiunilor de temperatură, pe toată durata pe care este posibilă producerea înghețurilor și brumelor se evită lucrările care măresc suprafața radiativă și opresc conductibilitatea termică a solului (aratul, grăpatul, lucrarea cu cultivatorul). Se recomandă, în această perioadă, mulcirea, înlăturarea buruienilor. Se poate chiar provoca întârzierea intrării în vegetație, folosind tăieri de vară la cais și supraaltoirea varietăților cu înflorire precoce cu varietăți care înfloresc târziu, lucrare recomandată îndeosebi la măr.

*Tratamente biochimice,* ce se aplică după diferite procedee, ca: aplicarea de îngrășăminte care măresc rezistența pomilor la îngheț și de hormoni care să întârzie intrarea în vegetație a soiurilor și speciilor pomicele.



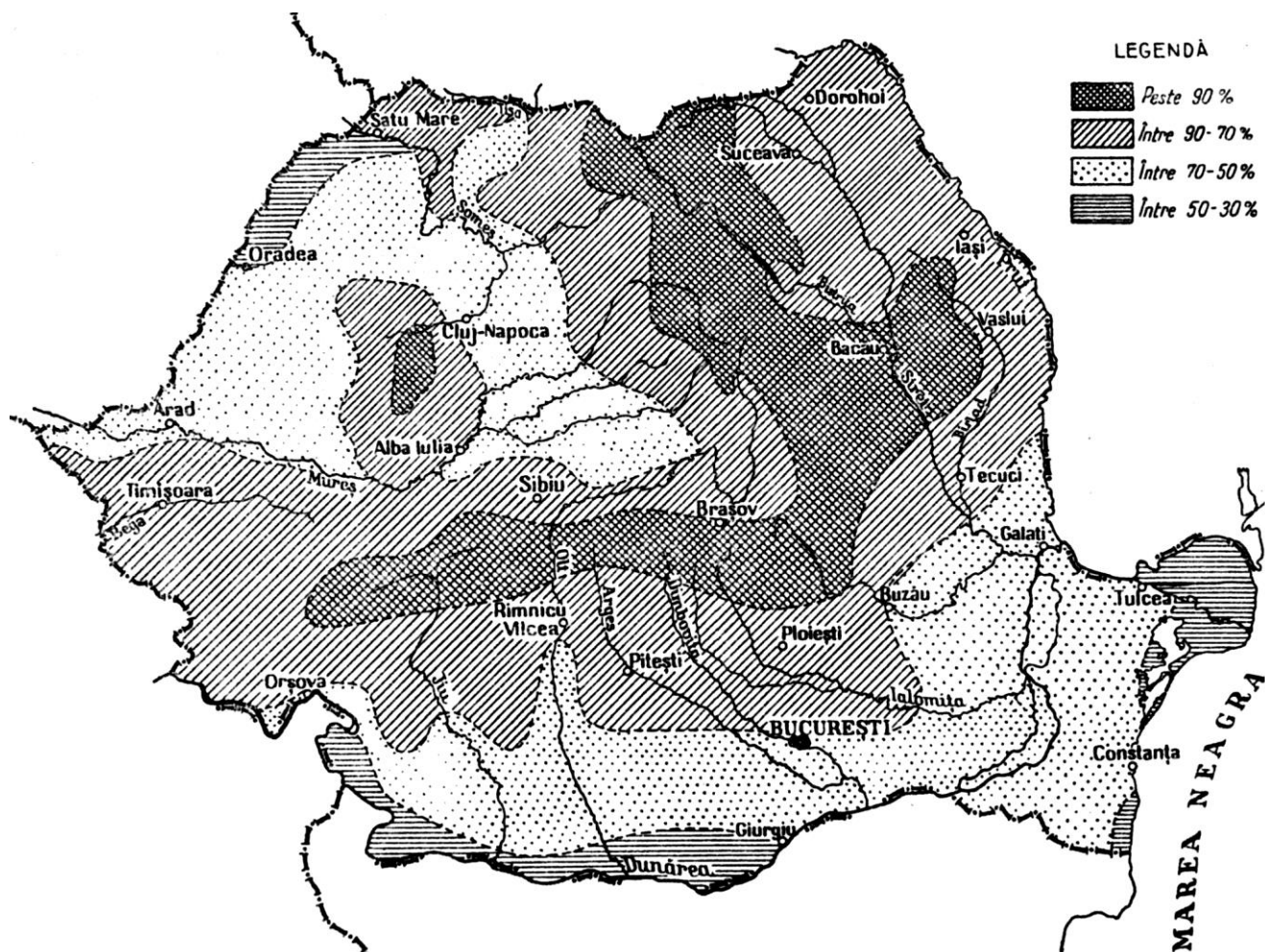


Fig. 9.6. Frecvența, în procente, a zilelor cu îngheț și brumă în luna octombrie (după N. Topor).

*Lucrări de ameliorări*, care constau în crearea și plantarea de soiuri rezistente la temperaturi scăzute, sau cu perioada de vegetație scurtă.

*Perdele de protecție dese din arbori*, care opresc în mare parte scurgerea maselor de aer rece. Acestea dau unele rezultate contra înghețurilor prin advecție (fig. 9.7) [9].

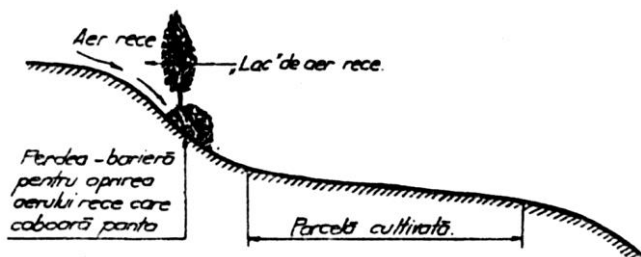


Fig. 9.7. Posibilități de amenajare destinate reducerii riscului de îngheț (după R. Delouvé).

**Metode pentru atenuarea efectului radiației nocturne.** Aceste metode constau în crearea de ecrane protectoare de durată limitată, formate din aerosoli: ceață, nori artificiali, perdele de fum, care opresc răcirea radiativă a solului și a aerului în contact cu el și

contribuie – de fapt într-o măsură destul de mică – la ridicarea temperaturii aerului, prin căldura care se degajă la formarea ceții și la crearea fumului (pentru condensarea unui gram de vapori de apă se degajă 597 calorii).

*Metoda fumigației.* Prin fumigație se micșorează efectul radiației nocturne cu ajutorul unui ecran protector de aerosoli de durată limitată, generat de materiale fumigene, ca: elemente simple (resturi vegetale nefolosite în gospodărie); elemente perfecționate (rezultat al chimiei și tehnicii moderne),

Stratul de fum creat are dublu rol: de menținere a temperaturii mai ridicate în timpul nopții, iar dimineața acționează ca ecran de protecție împotriva razelor solare, ferind plantele răcite (sau înghețate) de acțiunea directă a razelor solare.

Dezghețarea treptată poate salva celulele, prin recuperarea treptată a apei înghețate.

Pentru reușita metodei trebuie ca: materialele utilizate să producă un fum persistent și greu, care să „îmbrace” pomii; fumul produs să nu fie dăunător pentru culturi și toxic pentru cultivatori; grămezile fumigene să fie amplasate corespunzător.

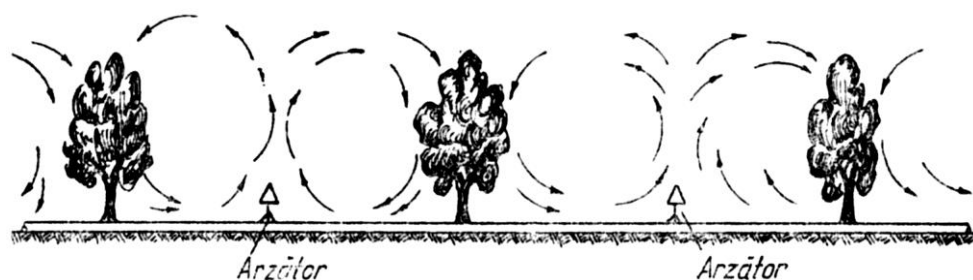


Fig. 9.8 Încălzirea mediului ambiant.

Dezavantajele metodei sunt: are efecte poluante; pe suprafețe mai mici de 20 ha nu dă rezultate optime, neputându-se realiza un microclimat specific și suficient de stabil din cauza afluxului continuu de aer rece din jur, oricât de voluminos ar fi materialul fumigen consumat; în condiții de vânt mai puternic, metoda fumigației are efect redus.

*Metoda de încălzire a mediului ambiant.* Încălzirea aerului atrage după sine formarea curenților de convecție: aerul cald se ridică până întâlnește un strat de aer având aceeași temperatură și densitate, fiind înlocuit de cel rece din zonele neîncălzite (fig. 9.8).

Metoda încălzirii mediului dă rezultate bune numai în condiții de calm sau fără vânturi puternice.

Pentru încălzire se folosesc arzătoare cu foc direct (în care se ard combustibili lichizi: motorină, țiței, propan lichid, butan lichid), sau emițătoare de raze infraroșii (fig. 9.9).

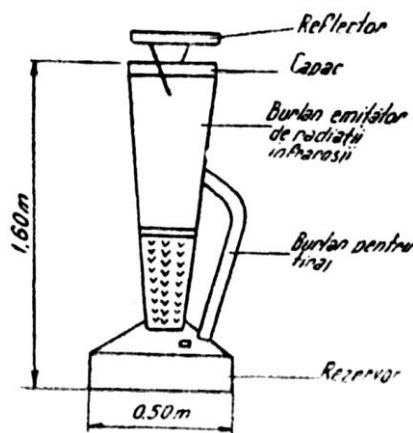


Fig. 9.9. Emițător de raze infraroșii.

În țara noastră a fost experimentat dispozitivul Hy-Lo, realizat de firma franceză Sefacal; acest dispozitiv arde motorină. Randamentul instalației se reduce pe măsură ce se consumă combustibil din rezervor. Pentru înlăturarea acestui neajuns, alimentarea se poate face cu combustibil sub presiune, gen sistemul „Totalgaz”, realizat de o firmă franceză [9].

Sistemul Totalgaz reîncălzește aerul prin arzătoare amplasate în apropierea solului, cu flacăra orizontală sau înclinată spre sol. În figura 9.10 se dă [9] o instalație Totalgaz, amplasată într-o plantație. Arzătoarele sunt alimentate cu propan lichid sub presiune.

De menționat că nu este nevoie de un compresor pentru asigurarea presiunii; aceasta este asigurată de vaporizarea intensă a propanului lichid.



Fig. 9.10. Protejarea unei plantații prin încălzirea aerului, cu instalația Totalgaz.

Arzătoarele reglabile sunt prevăzute cu difuzoare (fig. 9.11), care asigură protejarea flăcării, aspirarea aerului rece ambiant și amestecul cu gazul combustibil și placarea amestecului spre sol.

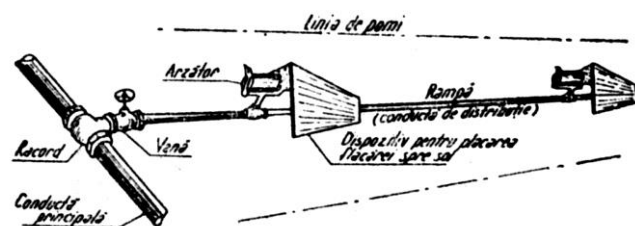


Fig. 9.11. Difuzoarele și arzătoarele pe conducta de distribuție a gazului

Aspirarea aerului rece și amestecarea cu gazul combustibil se asigură prin trompa arzătorului, construită pe principiul tubului Venturi (fig. 9.12). Accelerarea fluidului motor (propan) provoacă o depresiune care antrenează aerul ambiant (fluidul inductor).

Instalația este relativ simplă și cuprinde (fig. 9.13):

- grupul de butelii sau un rezervor de 1,75-4-3 tone (fig. 9.13, a);
- ansamblul de declanșare (propanul este admis de către acesta în conductele rețelei numai când vaporii ating o anumită presiune) (fig. 9.13, b);



- rețeaua de conducte cu armăturile necesare unei corecte serviri;
- sistemul de automatizare a funcționării (porniri, opriri, funcție de temperatura aerului), (fig. 9.13, c).

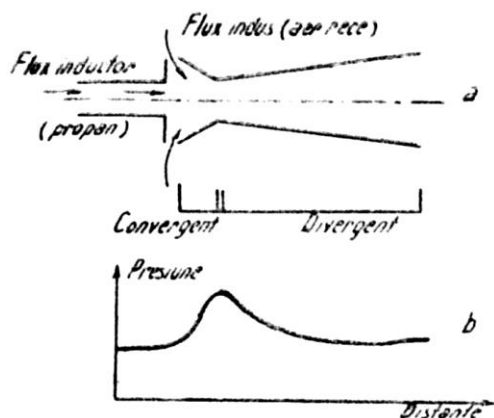


Fig. 9.12. Principiul de funcționare a arzătoarelor (după R. Delouvée): a – schema trompei Venturi; b – variația presiunii într-o trompă Venturi.

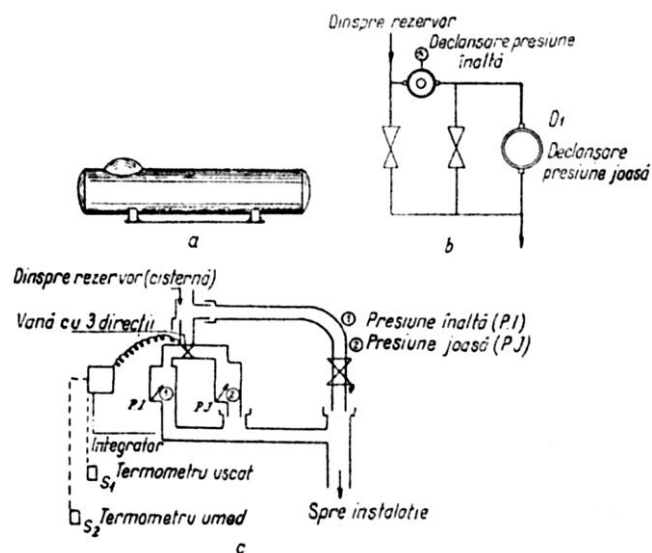


Fig. 9.13. Instalația antigel de tip „Totalgaz”: a – rezervorul de 1,7 t; b – ansamblul de declanșare; c – automatizarea punerii sub presiune.

**Metoda ventilării aerului.** Constă în amestecarea păturilor răcite de aer din imediata vecinătate a solului, cu cele mai calde de deasupra, urmărindu-se distrugerea inversiunii termice de radiație (care se produce în nopțile fără vânt în apropierea solului).

În cazul inversiunii termice la sol, temperatura crește cu înălțimea în stratul de inversiune termică, care are o grosime ce variază de la câțiva metri la 200-300 metri.

Ventilarea aerului se face pe cale mecanică, cu ventilatoare speciale, de mare capacitate.

Metoda este posibilă, dar are o eficiență foarte scăzută, pentru că masele de aer care trebuie deplasate sunt uriașe, necesitând instalații costisitoare, de mare

capacitate și un consum mare de energie; nu se poate aplica decât în condiții de calm; nu se cunoaște precis înălțimea până la care se întinde stratul de inversiune termică.

**Metoda umezirii mediului ambiant „aspersiunea antigel”.** Metoda e indicată în cazul unor culturi valoroase sau în zonele în care există sisteme de irigații.

În plantațiile pomicole din țara noastră, această tehnică are roluri multiple: antigel, completarea deficitului de apă al solului, aplicarea tratamentelor anti-parazitare, pentru climatizare, pentru fertilizare, pentru colorare (fig. 9.14).

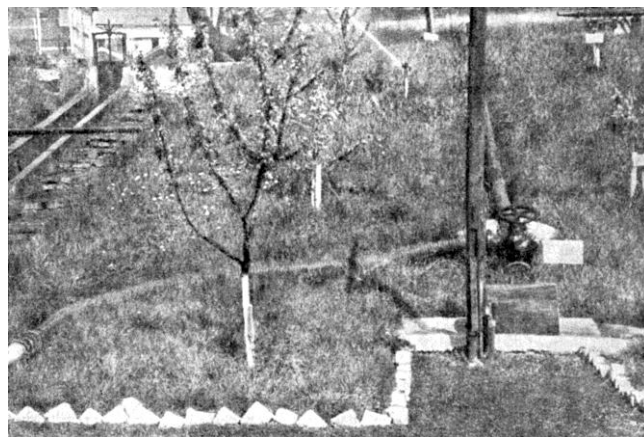


Fig. 9.14. Primele experimentări de irigație prin aspersiuni antigel, în cadrul Laboratorului de irigații și drenaje al Institutului Politehnic „Gh. Asachi”, Iași, 1970 (cu aspersorul ASJ-1 se udă o linie de caiși și una de meri, pe platforma înclinată a laboratorului – foto – autor).

Dacă temperatura aerului ambiant coboară sub  $0^{\circ}\text{C}$ , stratul de gheață ce se formează pe muguri, flori, ramuri tinere, în urma aspersiunii apei, protejează cultura, cu condiția ca aspersiunea să nu se întrerupă nici un moment cât temperatura aerului se menține negativă.

Amestecul apă-gheață (creat prin aspersarea continuă a apei cât se mențin temperaturi negative ale aerului) își păstrează temperatura la minimum  $0^{\circ}\text{C}$  atâta timp cât există apă în contact cu gheața. Aceasta conduce la necesitatea de a menține aspersarea atât pe toată durata înghețului, cât și după aceea, până când țurțurii se topesc, pentru dezghețarea treptată a organelor de protejat (muguri și flori îndeosebi) (fig. 9.15 și fig. 9.16) [17].

Pojghița de gheață ce se formează are dublu rol:

1) Constituie un strat izolator, menținând la exterior o temperatură foarte apropiată de  $0^{\circ}\text{C}$  (temperatura minimă a amestecului apă-gheață);

2) o parte din căldura latentă specifică pe care o degajă apa în procesul de înghețare (80 calorii/gram apă  $0^{\circ}\text{C}$ ), este cedată plantei, care se menține astfel la o temperatură de câteva grade peste zero, cu  $2-4^{\circ}\text{C}$  mai ridicată decât temperatura amestecului apă-gheață din exterior.

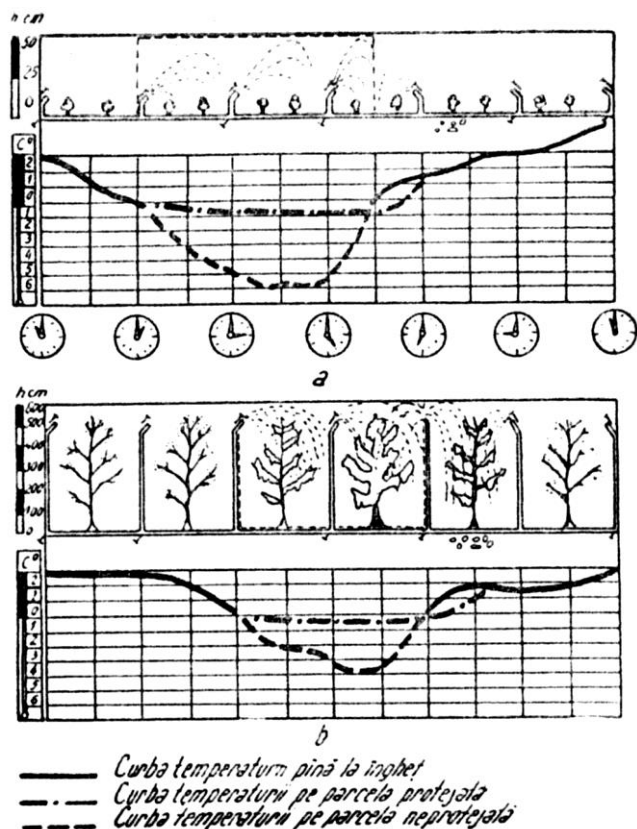


Fig. 9.15. Programul de funcționare al instalației de aspersiune pentru protejarea culturilor contra înghețului: a – pentru culturi de câmp; b – pentru plantații pomicole.



Fig. 9.16. Protejarea pomilor înfloriți prin pojghița de gheață creată prin aspersiune antigel.

Volumul de apă aspersată trebuie să fie suficient pentru a se realiza pojghița de gheață protectoare.

Depășirea unei anumite limite – cum se va arăta în continuare – duce însă la formarea unui strat prea gros de gheață, care poate provoca ruperea mugurilor.

Metoda aspersiunii antigel prezintă avantaje, în comparație cu cele prezentate anterior, deoarece acționează direct și este eficientă, instalația de aspersiune fiind folosită și în alte scopuri (umectare, fertilizare, colorare etc.), indicii de eficiență sunt ridicați.

## 9.1.6. TEHNICA ASPERSIUNII ANTIGEL ȘI BAZA DE CALCUL

### 9.1.6.1. Cantitatea de căldură ce trebuie recuperată

Cunoașterea volumului de apă necesar irigației antigel (deasupra coroanei) constituie prima problemă, care este condiționată de factorii de mediu și plantă. În principiu trebuie adus un volum de apă care să acopere – prin degajarea căldurii în procesul de înghețare – cantitatea de căldură pierdută. Rezultă deci că este necesară stabilirea, în prealabil, a cantității de căldură ce va fi recuperată prin aspersiunea antigel.

Cantitatea de căldură, care se pierde, în cazul răcirilor nocturne, din momentul în care temperatura aerului atinge pragul minim admisibil (pragul rezistenței la ger al speciilor din plantația ce se protejează) trebuie recuperată prin metodele antigel enunțate, respectiv prin aspersiune, în cazul de față.

Fenomenul de îngheț fiind foarte complex, angajând numeroși factori, calculul intensității necesare a ploii, a volumului de apă și a celorlalte caracteristici hidrolicofuncționale se face în limite aproximative. Studiile experimentale, specifice diferitelor zone, vor fi singurele în drept să răspundă exact cerințelor de amenajare și exploatare a instalațiilor antigel.

Principalii factori ce participă la scăderea temperaturii, în cazul răcirilor nocturne, sunt: evaporarea apei din sol, pierderea căldurii din straturile joase ale atmosferei, prin turbulență, radiația terestră și vântul.

**Pierderile de căldură prin evaporare.** Fenomenul evaporării, destul de complex, este prezentat în extenso în capitolul 3. Aici interesează cazul particular în care se află solul saturat cu apă sau în care apa freatică se găsește la mică adâncime, participând activ la fenomenul de îngheț pe care-l analizăm. Cazul se referă în special la lunci, văi, depresiuni, zone joase de la baza versanților (în lungul văilor), unde apa freatică este mai aproape de suprafață și unde de fapt se produc înghețurile cele mai puternice.

Cantitatea de căldură care se pierde prin evaporare  $Q$  este aproximată prin relația:

$$Q = G \cdot \lambda \text{ [cal/cm}^2\text{min]} \quad (1)$$

în care:

$\lambda$  este căldura specifică de evaporare a apei (597 calorii/gram°C);

$G$  – viteza evaporării (g/cm<sup>2</sup>·s), care după legea

lui Dalton este aproximată prin relația  $G = A \frac{E - e}{p}$ , în

care  $A$  este coeficient de proporționalitate, în funcție de viteza vântului;  $E$  – tensiunea de saturație, corespunzătoare temperaturii suprafeței de evaporare (milibari);  $e$  – tensiunea reală (actuală) la suprafața de evaporare

(milibari);  $p$  – presiunea atmosferică, corespunzătoare lui  $e$  și temperaturii menționate (milibari).

Pentru determinarea cantității de căldură ce trebuie recuperată, interesează de aici căldura ce se poate pierde prin evaporare din momentul în care temperatura aerului, la nivelul adăpostului meteorologic (2 m) atinge pragul de  $0^{\circ}\text{C}$ ; în acest moment temperatura solului este mai coborâtă în medie cu  $1\text{--}2^{\circ}\text{C}$ , fiind deci negativă. În asemenea situație, la suprafața solului se poate forma o crustă de gheață, evaporația micșorându-se; prin evaporarea apei din sol se pierde o cantitate de căldură mai mică în comparație cu cea pierdută prin radiație.

Pentru calcularea căldurii de recuperat, evaporarea trebuie să se ia în considerare indiferent ce valori are, îndeosebi în cazul plantațiilor aflate pe terenuri ce au apa freatică la adâncimi mici.

De efectul evaporării ar trebui să se țină seama și în timpul aspersiunii antigel, altfel se riscă să nu se realizeze protecția până la pragul de temperatură urmărit (în funcție de care se determină intensitatea ploii antigel).

Newmann precizează că pierderea de căldură a unei suprafețe acoperită cu gheață ( $32^{\circ}\text{F}$ )<sup>1</sup> depinde, la umiditatea relativă de 100%, de viteza vântului ( $V_v$ ) și temperatura aerului ( $t_a$ ). Pentru  $V_v = 11,7 \text{ m/min}$  (39 pic/min) și  $t_a = 28,4^{\circ}\text{F}$ , cantitatea de căldură ce se pierde este de  $2,20 \text{ BTU/pic}^2/\text{oră}$ ; la umiditatea relativă de 90% valorile sunt cu 25% mai mari decât cele citate și cu aproximativ 50% mai mari în cazul umidității relative de 80%.

Newmann a calculat (1957) că pierderea de căldură prin evaporați poate crește cu 50% dacă punctul de rouă scade de la  $-5^{\circ}\text{C}$  (100% umiditate relativă) la  $-8^{\circ}\text{C}$  ( $18^{\circ}\text{F}$ ) (80% umiditate relativă), în condițiile: temperatura aerului fiind de  $-5^{\circ}\text{C}$  ( $23^{\circ}\text{F}$ ), iar temperatura la care trebuie protejată plantația este de  $0^{\circ}\text{C}$ .

Intensitatea precipitațiilor, cerută de o cultură, crește după cum punctul de rouă al aerului înconjurător descrește. Acest efect, demonstrat în experiențele de laborator ale lui Rogers (1954), Pogrell și Kidder (1959), Perraudin (1961), a fost analizat și comparat și în condiții de câmp de către Rogers (1954), Businger (1955), Perraudin (1981) și Rogers cu Modlibowska (1962) [30].

În condiții de vânt, în timpul aspersiunii antigel acoperirea frunzelor cu gheață se poate face chiar și când temperatura aerului, la nivelul plantei, este deasupra temperaturii de înghețare a apei; aceasta din cauza evaporării.

Cantitatea de apă evaporată va fi în funcție de viteza vântului, umiditatea relativă a aerului și temperatura suprafeței de evaporare (R. Z. Wheaton) [36].

În condiții de nesaturare a vaporilor aerului,

tensiunea lor actuală ( $e$ ) este în funcție de umiditatea relativă:  $e = f(U_r\%)$ .

În condiții de saturare, aceasta ( $e$ ) este în funcție de temperatura vaporilor:  $e = f(T)$ .

Pentru exprimarea legăturii dintre diferența presiunii vaporilor în condiții de saturare-nesaturare și evaporare, R. Z. Wheaton prezintă următoarea relație:

$$E = C(e_w - e_a)$$

în care:

$E$  este evaporarea;

$e_w$  – presiunea vaporilor apei (tensiunea de saturare a acestora);

$e_a$  – presiunea vaporilor aerului (cea actuală);

$C$  – constanta care ține seama de variațiile vitezei vântului și presiunii atmosferice.

Cele de mai sus arată cât de important este efectul evaporării asupra temperaturii. Studiul controlului temperaturii prin aspersiunea antigel trebuie să țină seama de acest important factor, care contribuie la scăderea temperaturii.

Factorii care se opun scăderii temperaturii aerului, într-o oarecare măsură, sunt: procesele de condensare a vaporilor de apă din atmosferă, radiația atmosferică și transportul căldurii prin conductibilitate moleculară din orizonturile adânci ale solului spre suprafață.

**Variațiile de căldură prin procese de condensare.** Trecerea apei din faza de vaporii în faza lichidă sau solidă se face cu degajare de căldură. Vaporii de apă din atmosferă se pot transforma în stare lichidă sau solidă când, la nivelul la care se produce condensarea sau sublimarea lor, se realizează starea de saturație.

Starea de saturație necesară pentru începerea procesului de condensare se obține în atmosferă, fie în urma scăderii temperaturii, fie din cauza aflului suplimentar de vaporii de apă către volumul de aer în care se produce condensarea.

Scăderea temperaturii masei de aer se poate produce în cazul înghețurilor nocturne datorită răcirii prin radiație și schimbului de căldură turbulent sau molecular cu masele de aer vecine și cu suprafața terestră. Însă, prin producerea inversiunii termice de radiație la sol (frecventă în asemenea cazuri), mișcările verticale ale aerului se reduc considerabil în stratul atmosferic de lângă sol și schimburile de căldură între sol și atmosferă pot fi considerate neglijabile.

Condensarea vaporilor de apă, în măsura în care interesează acum, se poate produce direct pe suprafața terestră (condensarea la sol) și în stratul atmosferic de lângă sol (cețurile).

*Condensarea la sol.* În condițiile meteorologice ale înghețurilor nocturne de primăvară, vaporii de apă aflați în apropierea suprafeței terestre se condensează pe sol, pe vegetație, formându-se produse de conden-

<sup>1</sup>  $32^{\circ}\text{F} = 0^{\circ}\text{C}$ ;  $1 \text{ pic}^2 = 9,29 \text{ dm}^2$ ;  $1 \text{ B.T.U.} = 252 \text{ calorii}$ .

sare: rouă, bruma, chiciura.

Prin scăderea temperaturii aerului până la punctul de rouă, vaporii de apă din atmosferă ating starea de saturație. Dacă scăderea temperaturii continuă, începe condensarea vaporilor de apă.

Dacă răcirea suprafeței terestre și a vegetației se produce sub  $0^{\circ}\text{C}$ , atunci are loc sublimarea vaporilor de apă sub formă de cristale de gheață, formându-se astfel rouă solidă sau bruma.

Procesul are loc cu degajare de căldură. Problema cantității de rouă ce se formează a fost studiată de M. E. Berleaud pe baza ecuațiilor schimbului de căldură și umiditate în stratul atmosferic de lângă sol:

$$W = \int_0^t u_1 dt \quad (\text{g/m}^2) \quad (2)$$

în care

$W$  este cantitatea de rouă ce se formează în timpul  $t$ ;

$u_1$  – viteza cu care se formează roua ( $\text{g/m}^2\text{oră}$ ).

Pentru condițiile:

$e = 6 \text{ mb}$  (tensiunea actuală a vaporilor la sol, care în acest caz este foarte apropiată de tensiunea de saturație pentru temperatura aerului de  $0^{\circ}\text{C}$ , adică de  $E = 6,11$  milibari).

$u = 1 \dots 2 \text{ m/s}$  (viteza vântului).

$t = 8 \text{ ore}$  (timpul în care s-a format cantitatea de rouă).

$B^* = 0,163 \text{ cal/cm}^2\text{min}$  (radiația efectivă, aici radiația nocturnă),

cantitatea de rouă care se poate forma este:

$$W = 67,2 \text{ g/m}^2;$$

cantitatea de căldură care se degajă este:

$$Q = \frac{\lambda_s \cdot W}{t} \quad (\text{cal/cm}^2\text{min}) \quad (3)$$

în care:

$\lambda_s = 677 - 0,36 \text{ t}^{\circ}\text{C} \approx 677 \text{ cal/g}^{\circ}\text{C}$  (căldura specifică latentă de sublimare). Presupunând cu o bună aproximație că toți vaporii de apă sublimază, formând rouă solidă:

$W = 67,2 \text{ g/m}^2 = 672 \cdot 10^{-5} \text{ g/cm}^2$  și  $t = 8 \text{ ore} = 8 \cdot 60 \text{ min}$ , deci:

$$Q = \frac{677 \cdot 672 \cdot 10^{-5}}{8 \cdot 60} = 0,568 \text{ cal/cm}^2\text{min}$$

De aici se observă că rolul pe care îl are roua în protecția plantelor contra înghețului este neînsemnat, întărind astfel afirmațiile lui M.E. Berleaud în aprecierea din punct de vedere cantitativ a creșterii temperaturii aerului și solului ca efect al formării brumei [20].

**Ceața.** Este rezultatul condensării vaporilor de apă din atmosferă, în apropierea imediată a suprafeței terestre (în stratul de lângă sol). Pentru a se începe formarea ceții este necesar ca aerul să atingă starea de saturație (în ceea ce privește vaporii), iar pentru for-

marea ei trebuie ca în aer să se condenseze o anumită cantitate de vaporii de apă.

S-a constatat că până la temperaturi foarte joase (de aproximativ  $-20, -25^{\circ}\text{C}$ ), majoritatea cețurilor sunt formate inițial exclusiv din picături de apă și numai după aceea se transformă în cețuri de gheață.

Condițiile fizice directe ale formării cețurilor sunt: existența nucleelor de condensare în atmosferă; creșterea conținutului de umezeală al aerului sub influența evaporării apei de pe suprafața terestră și a amestecului orizontal și vertical (schimb turbulent); scăderea temperaturii aerului (de care depinde scăderea umezelii absolute maxime).

Alte condiții care rezultă din cele prezentate mai sus sunt: cer senin și stratificare stabilă moderată, cu vânt slab.

Cețurile ce se pot forma în cazul de față sunt în-deosebi cețuri de radiație.

Pierderea căldurii de către suprafața terestră, sub influența radiației, constituie cauza principală în ceea ce privește răcirea aerului și formarea ceții de radiație. Pentru formarea ceții este necesar ca aerul să se răcească sub punctul de rouă, în așa măsură încât să se condenseze o anumită cantitate de vaporii de apă.

Punctul de rouă este temperatura la care trebuie răcit aerul umed, sub presiune constantă și un conținut constant de vaporii, pentru a obține saturarea în raport cu o suprafață de apă.

Cantitatea de căldură care se degajă la formarea ceții (prin condensarea vaporilor de apă) se stabilește aproximativ prin relația:

$$Q = \frac{\Delta_s \cdot \lambda_c}{t} v [\text{cal/cm}^2\text{min}] \quad (4)$$

în care:

$Q$  este cantitatea de căldură care se degajă;

$\Delta_s$  – debitul de apă al ceții (masa picăturilor de apă din unitatea de volum sau de masa de aer);

$\lambda_c$  – căldura latentă specifică de condensare;  $\lambda_c = 597 \text{ cal/g}^{\circ}\text{C}$  la  $0^{\circ}\text{C}$ ;

$t$  – timpul în care se produce scăderea temperaturii și condensarea continuă a vaporilor.

$$\Delta_s = \frac{622 \cdot \Delta E}{p}$$

unde:

$\Delta E$  este variația tensiunii vaporilor (de saturație) la scăderea temperaturii de la  $t_1 = 0^{\circ}\text{C}$  [ $E_1 = 6,11$  milibari] la  $t_2 = -10^{\circ}\text{C}$  [ $E_2 = 2,86 \text{ mb}$ ]:  $\Delta E = E_1 - E_2 = 6,11 - 2,86 = 3,25 \text{ mb}$ ; iar

$p = 1000 \text{ mb}$  (presiunea mediului, la care presupunem că se face condensarea), deci:

$$\Delta_s = \frac{622 \cdot 3,25}{1000} = 2,03 \text{ g/kg de aer}$$

Raportând debitul de apă al ceții la unitatea de

volum de aer:  $\rho_{va} = \rho_{usc} \cdot 0,622$  (la aceeași presiune și temperatură, densitatea vaporilor de apă reprezintă  $\frac{5}{8} = 0,622$  din densitatea aerului uscat);

$$\rho_{usc} = 1,293 \text{ kg/m}^3$$

deci:

$$\rho_{va} = 0,622 \cdot 1,293 = 0,805 \text{ kg/m}^3$$

deci:

$$\Delta_s = \frac{2,03}{\frac{1}{0,805}} = \frac{2,03}{1,24} \text{ g/m}^8 \text{ aer.}$$

Admițând înălțimea de protejat, în care considerăm că se formează ceață  $H = 4$  m, se poate obține debitul de apă al ceții ce ar corespunde unității de suprafață de teren:

$$\Delta_{s'} = \frac{2,03}{\frac{1}{1,24}} = \frac{2,03}{0,31} \text{ g/m}^2 = \frac{2,03}{3100} \text{ g/cm}^2$$

În aceste condiții, cantitatea de căldură ce se degajă, pentru  $t = 5$  ore calculată cu relația dată, este:

$$Q' = \frac{2,03 \cdot 597}{3100 \cdot 300} = 0,0013 \text{ cal/cm}^2 \text{ min.}$$

Cantitatea de căldură care se degajă prin condensul vaporilor de apă în stratul atmosferic de lângă sol fiind foarte mică, în comparație cu cea care se pierde prin radiație, rezultă că rolul acesteia în protecția plantelor contra înghețului este neînsemnat.

Trebuie totuși menționat faptul că în anumite condiții ceața poate împiedica sau cel puțin întârzia înghețul, care va avea astfel o durată mai scurtă, fiind necesare, în consecință, cantități de apă mai mici pentru protecție.

Scăderea temperaturii prin radiație, după cum se va vedea, este cu atât mai mică, cu cât plafonul norilor este mai scăzut. În cazul plafonului zero metri (ceață), temperatura se poate menține uneori în tot cursul nopții la aceeași valoare. Deci, în această direcție este important faptul dacă saturarea aerului cu vaporii (pentru formarea ceții) se produce înainte ca temperatura aerului să coboare sub zero grade.

**Schimbul de căldură prin turbulență între suprafața terestră și atmosferă.** Fluxul caloric turbulent  $Q_0$  la nivelul suprafeței terestre, datorat mișcărilor haotice ale particulelor de aer sau amestecului turbulent al acestora, este:

$$Q_0 = cpA \frac{\partial T}{\partial Z} \quad (5)$$

în care:

$cp$  este căldura specifică a aerului, la presiunea constantă;

$A$  – coeficientul amestecului turbulent;

$\frac{\partial T}{\partial Z}$  – gradientul termic vertical: arată variația

temperaturii cu înălțimea. Pentru determinarea gradientului termic vertical, în diferite condiții meteorologice și deasupra diferitelor soluri, se pot face măsurători, prin echiparea stației meteo-antigel cu aparataj adecvat. Cunoșcând acest gradient termic în apropierea solului, se va putea determina cu mai multă precizie cantitatea de căldură care se pierde în cazul răcirilor nocturne.

Schimbul de căldură turbulent între suprafața solului și aer nu are loc întotdeauna. În cazul răcirilor nocturne, pe cer senin mai cu seamă, solul se răcește mai repede decât aerul de deasupra lui. Din măsurătorile efectuate simultan la suprafața solului și la 2 m înălțime (în adăpostul meteorologic), s-a constatat o diferență medie de la 1-2°C între valorile de temperatură înregistrate în cazul răcirilor nocturne din anotimpurile de tranziție. Astfel, când temperatura solului scade la suprafață până la 0°C sau sub această valoare, temperatura măsurată în adăpostul meteorologic era superioară celei de zero grade. În felul acesta se naște o inversiune termică la sol.

Prin apariția păturii de inversiune termică la sol (pe o înălțime de la 1-2 și până la 200-300 m), temperatura aerului crește în înălțime (gradientul termic este

negativ:  $\frac{\partial T}{\partial Z} < 0$ ).

Prin producerea inversiunii, mișcările verticale ale aerului se reduc considerabil și din acest moment schimburile de căldură între sol și aer pot fi considerate neglijabile (în condiții fără vânt).

**Pierderile de căldură prin radiație.**<sup>1</sup> Ziua, razele solare încălzesc pământul, iar acesta, la rândul său, încălzește atmosfera. Pe de altă parte, pământul și atmosfera radiază corespunzător temperaturilor lor, atât ziua cât și noaptea.

Radiația terestră și cea atmosferică au o influență directă asupra temperaturii aerului. Noaptea, radiația efectivă (nocturnă în acest caz) este:

$$R_N = R_T - R_A, \quad (6)$$

<sup>1</sup> Partea din radiația terestră care determină condițiile echilibrului termic la suprafața solului. Reprezintă diferența dintre intensitatea radiației terestre  $R_T$  și suma dintre intensitatea radiației solare primite la sol  $R_S$  (ținând seama, astfel, de absorbția de radiații în atmosferă), intensitatea radiației atmosferice termice  $R_A$  și intensitatea radiației atmosferice împrăștiată  $R_D$ :

$$R_E = R_T - (R_S + R_A + R_D).$$

Intensitatea radiației efective se exprimă în cal/cm<sup>2</sup> min. Ea are o variație periodică diurnă și o variație periodică anuală, fiind uneori pozitivă (când pământul pierde mai mult decât primește și temperatura la sol e în scădere), iar alteori negativă (pământul primind mai mult decât pierde și temperatura la sol fiind în creștere). În timpul nopții  $R_S - R_B = 0$ , iar diferența  $R_E - R_T$  este pozitivă. Această diferență, numită radiație nocturnă, nu depășește, de regulă, 0,3 cal/cm<sup>2</sup> min.

Intensitatea radiației efective se măsoară cu pirgeometrul [37].

în care:

$R_T$  este radiația terestră, emisă de pământ, considerat ca un emițător termic. Pământul nu este un corp absolut negru (albedoul său este diferit de zero), distribuția energiei în spectrul radiației terestre nu corespunde perfect cu distribuția energiei în spectrul corpurilor absolut negre, dar se poate considera, cu suficientă precizie pentru calculele de față, că pământul radiază practic ca un corp negru.

Intensitatea totală  $R_T$  a radiației emise de pământ se poate calcula cu expresia Ștefan – Boltzman:

$$R_T = \sigma T^4 \quad (7)$$

în care:  $T$  este temperatura absolută a solului ( $^{\circ}\text{K}$ ), iar ( $\sigma = 8,14 \cdot 10^{-11} \text{ cal/cm}^2 \text{ min.grad}^4$  (constanta radiativă Ștefan – Boltzman).

Păturile de aer între sol și 1 km înălțime absorb radiația terestră cu lungimea de undă între 5 și  $8\mu$  și dincolo de  $13\mu$ . Între 8 și  $13\mu$ , nu se produce nici o absorbție și radiația pământului traversează atmosfera fără a suferi vreo extincție sau absorbție. Datorită acestei ferestre spectrale, Pământul se răcește în timpul nopții.

Pentru estimarea radiației atmosferice se pot folosi relațiile  $R_A$  și  $R_{AN}$ :

$$R_A = \sigma T^4 (a + b\sqrt{e}) \quad (8)$$

după D. Brunt, pentru cazul cerului senin și în care:

$e$  este presiunea actuală a vaporilor aerului la sol;

$a = 0,44$ , constantă;

$b = 0,08$ , constantă;

$T$  = temperatura absolută a atmosferei ( $^{\circ}\text{K}$ );

$\sigma = 8,14 \cdot 10^{-11} \text{ cal/cm}^2 \text{ min.grad}^4$  (constanta radiativă).

$$R_{AN} = \sigma T^4 - \lambda (\sigma T^4 - R_A) \quad (9)$$

după A. Angström și S. Asklöf pentru cazul cerului acoperit cu nori și în care:

$R_A$  este valoarea intensității radiației atmosferice pe cer complet senin;

$T$  – temperatura atmosferei;

$\lambda$  – o constantă care depinde de înălțimea norilor;

$\lambda = 0,25$  pentru plafon nori 3 km.

Prezența norilor pe cer are ca efect reducerea radiației nocturne; aceasta (reducerea) scade cu creșterea înălțimii norilor. Norii absorb și în „fereastra spectrală” dintre 8 și  $13\mu$ .

Radiația nocturnă este fără excepție pozitivă (radiația efectivă poate fi și negativă, dar în timpul zilei). Aceasta arată că solul pierde mai multă energie decât primește, ceea ce înseamnă că temperatura lui și implicit cea a aerului, în contact cu el, scade.

Pentru a se putea urmări cu ușurință în ce limite poate varia radiația nocturnă în diferite condiții meteorologice, s-au efectuat o serie de calcule în baza rela-

țiilor prezentate și s-au întocmit nomogramele pentru „determinarea fluxului caloric radiativ” [38].

Calculele ce au condus la nomogramele din figurile 9.17 și 9.18 s-au referit la determinarea:

– radiației terestre  $R_T$  ( $\text{cal/cm}^2 \text{ min}$ );

– limitele maxime ale „ $e$ ” (tensiunea de saturare a vaporilor aerului la sol);

– presiunea actuală a vaporilor aerului la sol, pentru diferite valori ale temperaturii și umidității relative;

– radiația atmosferică pentru cazul cerului senin

$$[R_A = \sigma T^4 (a + b\sqrt{e}) \text{ cal/cm}^2 \text{ min}];$$

– radiația atmosferică pentru cazul cerului noros, plafon nori 3 km

$$[R_{AN} = \sigma T^4 - \lambda (\sigma T^4 - R_A) \text{ cal/cm}^2 \text{ min}].$$

Cu aceste relații de bază s-au determinat valorile:

– radiației nocturne pentru cazul cer senin

$$R'_N = R_T - R_A$$

– radiației nocturne pentru cazul cer noros, plafon nori 3 km

$$R''_N = R_T - R_{AN} \text{ în kcal/m}^2 \cdot \text{oră}.$$

S-a considerat necesar să se cunoască numai radiația nocturnă emisă din momentul în care temperatura aerului, la nivelul adăpostului meteorologic (la 2 m înălțime de la sol), atinge pragul de  $0^{\circ}\text{C}$ . În acest moment, temperatura solului este mai coborâtă în medie cu  $1-2^{\circ}\text{C}$  (deci negativă).

Radiația atmosferică s-a calculat pentru diferite valori ale temperaturii aerului și ale umidității relative a aerului (căreia îi corespund diferite valori ale presiunii actuale „ $e$ ” a vaporilor aerului la sol).

Umiditatea relativă a aerului, în funcție de presiunea actuală „ $e$ ” a vaporilor la sol, s-a calculat, prin:

$$U_r = \frac{e}{E} \cdot 100 [\%] \quad (10)$$

în care  $E$  este tensiunea de saturație a vaporilor la sol, care variază cu temperatura astfel:

$$\lg E = 9,4051 - \frac{2353}{T}$$

(v. L.T. Matveev, „Meteorologia generală”, pag. 294).

S-a considerat că dacă „ $e$ ” variază între 0 mb și valoarea tensiunii de saturație „ $E$ ” a vaporilor aerului pentru o anumită temperatură, atunci umiditatea relativă a aerului, la acea temperatură, variază între 0 și 100%.

Se mai menționează că dacă saturația aerului ( $U_r = 100\%$ ;  $e = E$ ) se produce înainte ca temperatura lui să coboare sub  $0^{\circ}\text{C}$ , ceața astfel formată face ca temperatura aerului să se poată menține în tot cursul nopții la aproximativ aceeași valoare la care s-a produs saturația.

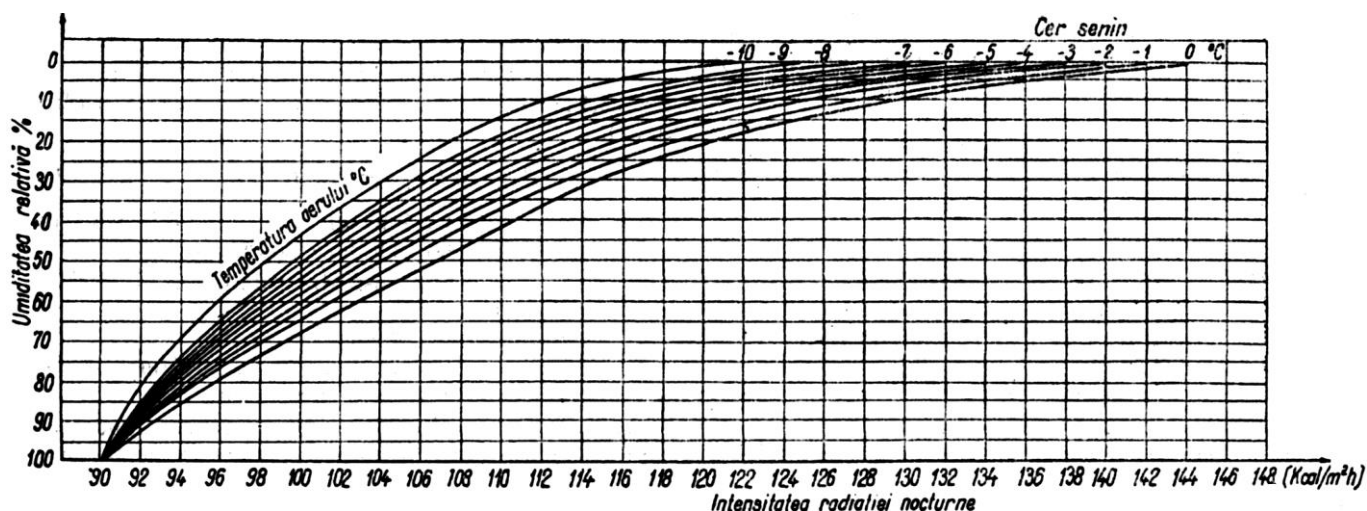


Fig. 9.17. Nomogramă pentru determinarea fluxului caloric radiativ („cantități de căldură ce se pierde prin radiația nocturnă”) în cazul „cer senin”, în funcție de temperatura și umezeala aerului, temperatura solului se consideră cu 2°C mai joasă, în orice moment.

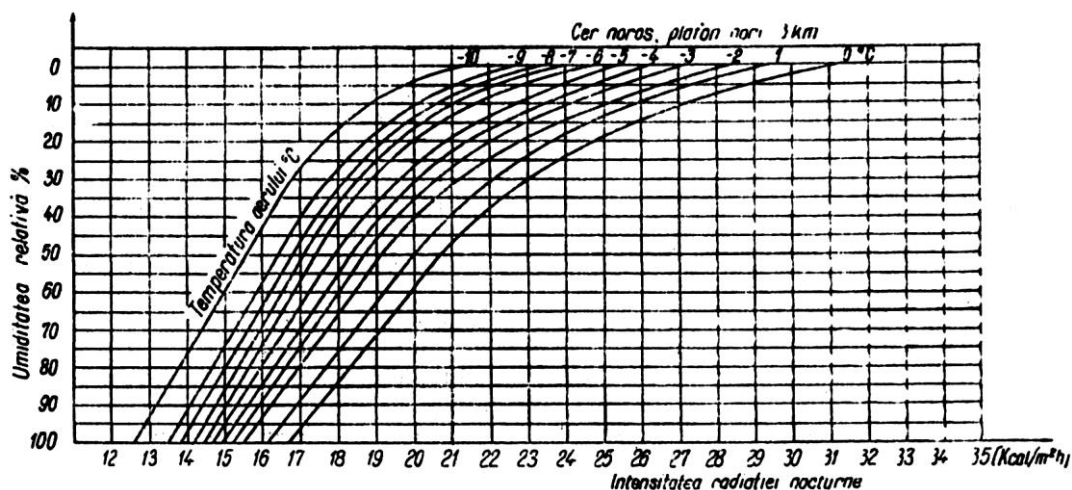


Fig. 9.18. Nomogramă pentru determinarea fluxului de radiație („cantități de căldură ce se pierd prin radiație”) în cazul „cer noros”, plafon nori 3 km, în funcție de temperatura și umezeala aerului, temperatura solului se consideră cu 2°C mai joasă, în orice moment.

Intensitățile radiației nocturne (cal/cm²min sau kcal/m²oră) s-au determinat pentru diferite temperaturi ale solului, aerului și umidității relative.

În toate cazurile, după cum s-a menționat, s-a ținut seama de faptul că temperatura solului este în fiecare moment, în medie, cu 2°C mai mică decât temperatura aerului la 2 m înălțime. Pentru a obține, de exemplu,  $R_N$  la temperatura aerului de 0°C, se va considera la însumare  $R_A$  la 0°C și  $R_T$  la -2°C.

Aceste date au stat la baza nomogramelor din figurile 9.17 și 9.18, care vor servi la determinarea intensității necesare aspersiunii în scop antigel, după cum se prezintă în continuare.

**Pierderile de căldură prin advecție (vânt).** Vântul influențează într-o foarte mare măsură fenomenele ce se produc în cazul înghețurilor. Tranzitarea continuă a unor mase de aer rece (cu temperaturi ne-

gative) peste parcela ce trebuie protejată duce la necesitatea măririi, uneori considerabilă, a cantității de apă necesare pentru a asigura protecția prin aspersiune.

Tocmai în aceasta constă explicația faptului că înghețurile prin advecție necesită, pentru același grad de protecție, cantități mai mari de apă decât înghețurile prin radiație. Această constatare îi aparține și lui Ronald E. Sneed [27], care stabilește și valori concrete cu privire la limitele de protecție antigel ale aspersiunii: până la temperatura de -8,9°C (16°F) pentru viteze ale vântului sub 4,5 m/s (sub 10 mile pe oră).

Acești parametri vor fi urmăriți și în experimentările catedrei noastre pentru estimarea cantității de apă, reținând valorile de mai sus ca extreme ale temperaturii și vântului, nefiind în general depășite în înghețurile de primăvară de la noi.

Cantitatea de căldură ( $Q$ ) ce se pierde datorită



vântului se poate stabili din diagrama Newman (v. fig. 9.20), ca și cu ajutorul relației:

$$Q = F \cdot H \cdot v \cdot c \cdot \rho \cdot \theta \quad [\text{kcal/m}^2\text{oră}] \quad (11)$$

în care:

$F$  este lungimea frontului de schimb (m); depinde de forma parcelei;

$H$  – înălțimea de protejat (m);

$v$  – viteza vântului (m/s);

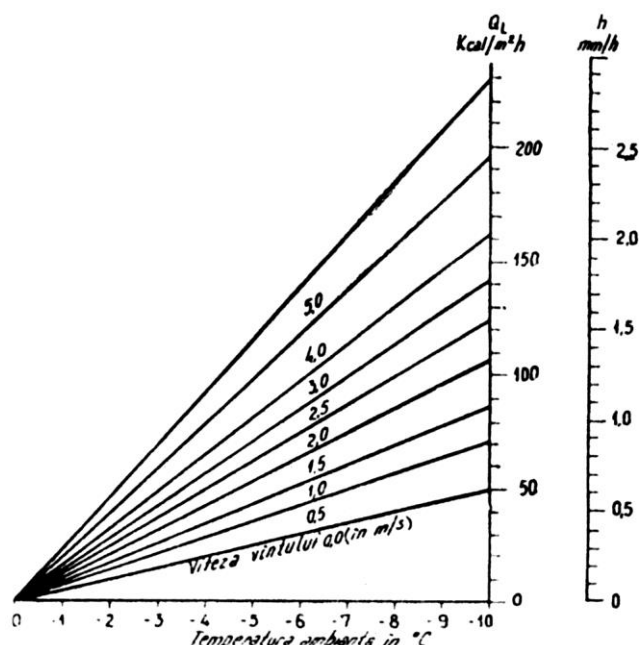
$c$  – căldura specifică a aerului la presiune constantă (în kcal/kg·°C);

$\rho$  – densitatea aerului de tranzit (kg/m<sup>3</sup>);

$\theta$  – diferența de temperatură între zona protejată și o zonă neprotejată; este temperatura cu care trebuie să ridicăm pe cea a aerului în tranzit, pentru realizarea protecției (în °C), dedusă:  $Q = m \cdot c \cdot \theta$ , unde  $m$  este masa aerului în tranzit ( $m = \rho \cdot V = \rho \cdot F \cdot H \cdot v$ ), iar  $V$  – volumul de aer tranzitat.

Dar  $Q$ , din relația prezentată, reprezintă cantitatea de căldură ce ar trebui adusă pentru realizarea protecției și repartizată pe suprafața frontului de curent de aer cu dimensiunile  $F$  și  $H$ .

În vederea calculării intensității necesare a ploii antigel, ar trebui repartizată ( $Q$ ) pe suprafața parcelei de protejat și ar trebui găsită o relație în această direcție care să ducă la intensități reale ale intensității necesare (fig. 9.19) a aspersiunii antigel (aproape de cele indicate în literatura de specialitate, optimul fiind considerat prin urmărirea efectelor în cadrul experimentărilor).



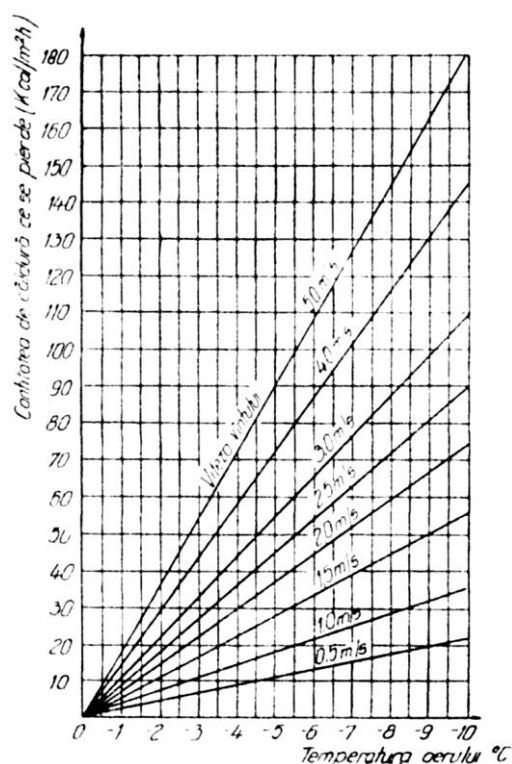
**Fig. 9.19.** Diagrama Newman pentru determinarea intensității necesare a ploii:  $Q_L$  – pierderea de căldură prin termoconvecție datorită combinației vânt – temperatură ambiantă;  $h$  – înălțimea ploii echivalente.

Se observă că în diagrama Newman sunt incluse și pierderile de căldură prin convecție termică, dar care

aici sunt cu mult mai mici decât pierderile de căldură prin radiație stabilite anterior (de remarcat că la temperaturi de -10°C și viteze ale vântului de 4 m/s, intensitatea necesară a ploii e greu de admis că poate fi de numai 2,5 mm/oră). De aceea, extragem din diagrama Newman numai pierderile de căldură datorită vântului, în funcție de diferite temperaturi ale mediului ambiant, scăzând din pierdere totală de căldură, ce se obține cu diagrama Newman pierdere de căldură prin termoconvecție (constantă pentru aceeași temperatură, indiferent de viteza vântului).

Cu valorile obținute s-a întocmit diagrama din figura 9.20 [38].

Intensitatea precipitațiilor crește cu descreșterea temperaturii aerului.



**Fig. 9.20.** Diagrama Newman modificată pentru determinarea pierderilor de căldură datorate numai vântului.

**Cantitatea totală de căldură de recuperat prin aspersiunea antigel.** Cele mai importante pierderi de căldură au loc, după cum s-a arătat, prin radiație și datorită vântului, acestea variind între limitele:

- radiația nocturnă – cer noros 12-33 kcal/ m<sup>2</sup>.h;
- radiația nocturnă – cer senin 90-146 kcal/ m<sup>2</sup>.h;
- pierderi de căldură datorită vântului 0-180 kcal/m<sup>2</sup>.h, pentru valorile: temperatura aerului 0-10°C, umiditatea relativă a aerului 0-100%, viteza vântului 0-5,0 m/s.

Cantitatea totală de căldură de recuperat se obține prin însumarea celor parțiale de mai sus, corespunzătoare situației în cauză și obținute cu ajutorul diagramelor din figurile 9.17, 9.18 și 9.20.



### 9.1.6.2. Cantitatea de apă necesară. Calitatea apei

Cantitatea de apă necesară pentru asigurarea protecției în anumite condiții trebuie să cedeze o cantitate de căldură care să acopere sau să fie cel puțin egală cu cea pierdută în condițiile respective, când valorile temperaturii scad sub un anumit prag.

Cantitatea de căldură cedată de apă este formată din trei părți:

a) căldura de răcire a apei, de la temperatura sursei, la zero°C [ $Q_1$ ];

b) căldura latentă de solidificare a apei [ $Q_2$ ];

c) căldura de subrăcire a cristalelor de gheață, de la temperatura de 0°C la temperatura minimă admisibilă, la care în corpul vegetal nu se produc distrugerii de țesuturi [ $Q_3$ ].

Relația generală care reprezintă cantitatea de căldură cedată de apă pulverizată și solidificată, a cărei căldură specifică variază cu temperatura, este:

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 = m \left[ \int_{t_2}^{t_1} c_1 dt + \lambda + \int_{t_2}^{t_3} c_1 dt \right] = \quad (11)$$

$$= m \left[ c_1 t_1 + \lambda + c_2 t_3 \right] = m (c_1 t_1 + \lambda + c_2 t_3)$$

Cantitatea de lichid necesară este deci:

$$m = \frac{Q}{c_1 t_1 + \lambda + c_2 t_3} \left( \frac{\text{kg}}{\text{m}^2 \cdot \text{h}} \text{ sau } \frac{\text{mm}}{\text{h}} \right)$$

pentru că în cazul apei  $\rho \approx 1 \text{ kg/dm}^3$ , în care:

$Q$  – cantitatea de căldură de recuperat (kcal/m<sup>2</sup>h);

$c_1$  – căldura specifică a apei, care variază cu temperatura, conform tabelului 9.2;

$t_1$  – temperatura apei care se pulverizează (°C);

$\lambda$  – căldura latentă specifică de solidificare a apei,  $\lambda = 80 \text{ kcal/kg}^\circ\text{C}$ ;

$c_2$  – căldura specifică a gheții;  $c_2 = 53 \text{ kcal/kg}^\circ\text{C}$  (pentru intervalul 0°C ... -10°C).

$t_2$  – temperatura minimă admisibilă ( $t_2 = 0^\circ\text{C}$ )

când protecția se asigură până la 0°C și  $t_2 = -1^\circ\text{C}$ , când protecția se asigură până la -1°C.)

**Tabelul 9.2.** Căldura specifică a apei în funcție de temperatura ei

t°C	c <sub>1</sub> [cal/g°C]	t°C	c <sub>1</sub> [cal/g°C]
0	1,0094	5	1,0054
1	1,0084	6	1,0054
2	1,0074	7	1,0044
3	1,0074	8	1,0044
4	1,0064	9	1,0034
		10	1,0027

Pragurile rezistenței la ger pentru speciile pomicele mai importante din țara noastră, în funcție de stadiile de dezvoltare în care se află, sunt date în tabelul 9.3.

**Tabelul 9.3.** Pragurile rezistenței la ger pentru principalele specii pomicele din România

Specia	Stadiul de dezvoltare		
	Butonul floral închis, dar culoarea petalelor vizibilă	În plină floare	Fructe în formare
Măr	-3,9°C	-2,2°C	-1,7°C
Păr	-3,9°C	-2,2°C	-1,1°C
Cireș	~2,2°C	-2,2°C	-1,1°C
Caie	-3,9°C	-2,2°C	-0,6°C
Prun	-3,9°C	-2,2°C	-1,1°C
Piersic	-3,9°C	-2,8°C	-1,1°C
Nuc	-1,0°C	-1,0°C	-1,0°C
Migdal	-3,3°C	-2,8°C	-1,1°C
Viță de vie	-1,1°C	-0,6°C	-0,6°C

Cantitatea de apă necesară, exprimată prin intensitatea „i” (în mm/h sau kg apă/m<sup>2</sup>) se calculează pentru mai multe cazuri, care corespund unor temperaturi diferite ale apei de irigație (vezi diagramele din figurile 9.19 și 9.20). Relațiile între cantitățile unitare de căldură de recuperat și cantitățile de apă necesară („i” în mm/h) sunt indicate în tabelul 9.4.

**Tabelul 9.4.** Relațiile între căldura de recuperat și apa necesară

Temperatura minimă asigurată – 0°C		Temperatura minimă asigurată – -1°C	
t apă (°C)	relația	t apă (°C)	relația
10	1 kcal/m <sup>2</sup> h = 0,011 mm/h	10	1 kcal/m <sup>2</sup> h = 0,007 mm/h
9	1 kcal/m <sup>2</sup> h = 0,0112 mm/h	9	1 kcal/m <sup>2</sup> h = 0,007 mm/h
8	1 kcal/m <sup>2</sup> h = 0,01135 mm/h	8	1 kcal/m <sup>2</sup> h = 0,0071 mm/h
7	1 kcal/m <sup>2</sup> h = 0,0115 mm/h	7	1 kcal/m <sup>2</sup> h = 0,0071 mm/h
6	1 kcal/m <sup>2</sup> h = 0,0116 mm/h	6	1 kcal/m <sup>2</sup> h = 0,0072 mm/h
5	1 kcal/m <sup>2</sup> h = 0,00175 mm/h	5	1 kcal/m <sup>2</sup> h = 0,0072 mm/h
4	1 kcal/m <sup>2</sup> h = 0,0119 mm/h	4	1 kcal/m <sup>2</sup> h = 0,0073 mm/h
3	1 kcal/m <sup>2</sup> h = 0,0121 mm/h	3	1 kcal/m <sup>2</sup> h = 0,0073 mm/h
2	1 kcal/m <sup>2</sup> h = 0,0122 mm/h	2	1 kcal/m <sup>2</sup> h = 0,0074 mm/h
1	1 kcal/m <sup>2</sup> h = 0,01235 mm/h	1	1 kcal/m <sup>2</sup> h = 0,0075 mm/h
0	1 kcal/m <sup>2</sup> h = 0,0125 mm/h	0	1 kcal/m <sup>2</sup> h = 0,0075 mm/h

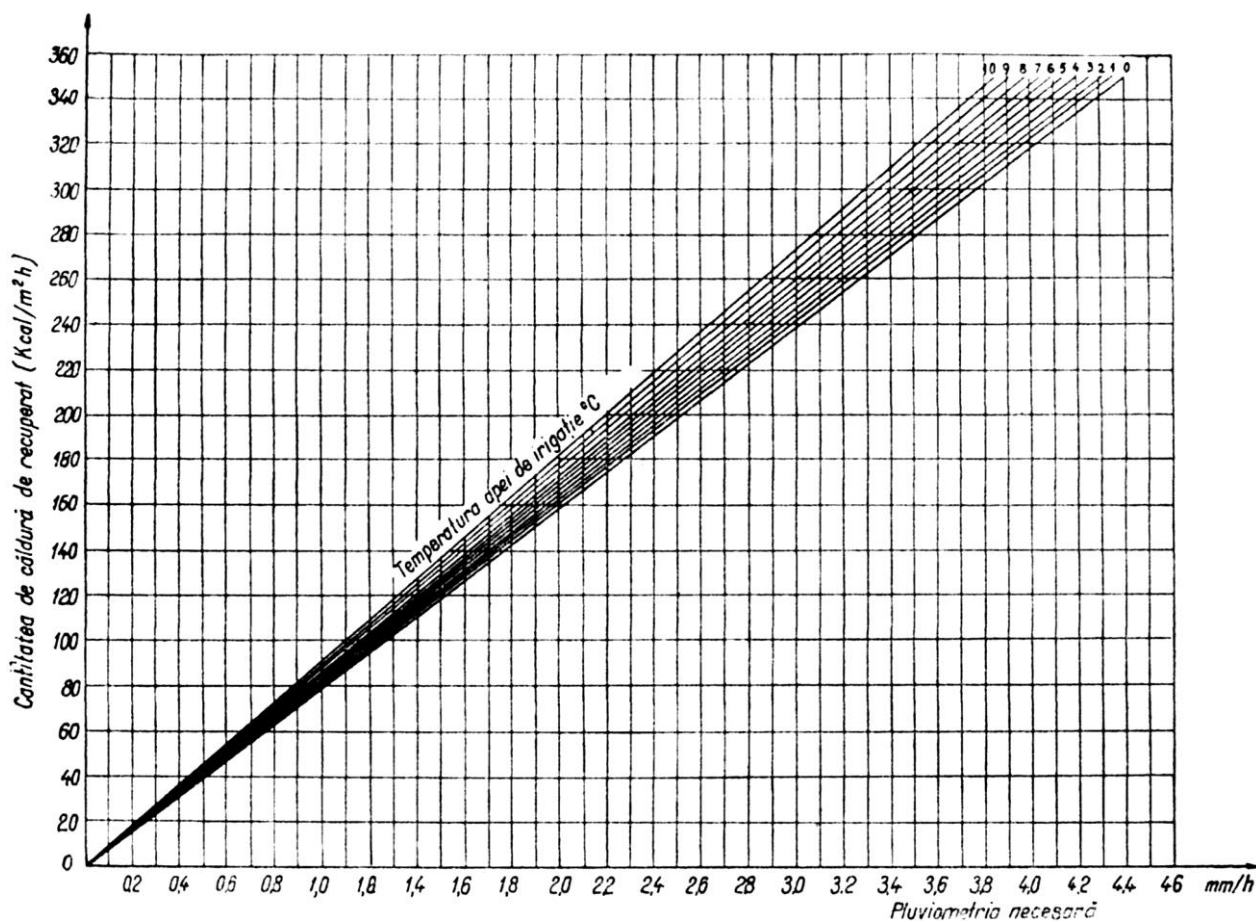


Fig. 9.21. Nomogramă pentru determinarea intensității necesare a aspersiunii în funcție de cantitatea totală de căldură ce trebuie recuperată și temperatura apei de irigație. Se asigură protecția până la 0°C.

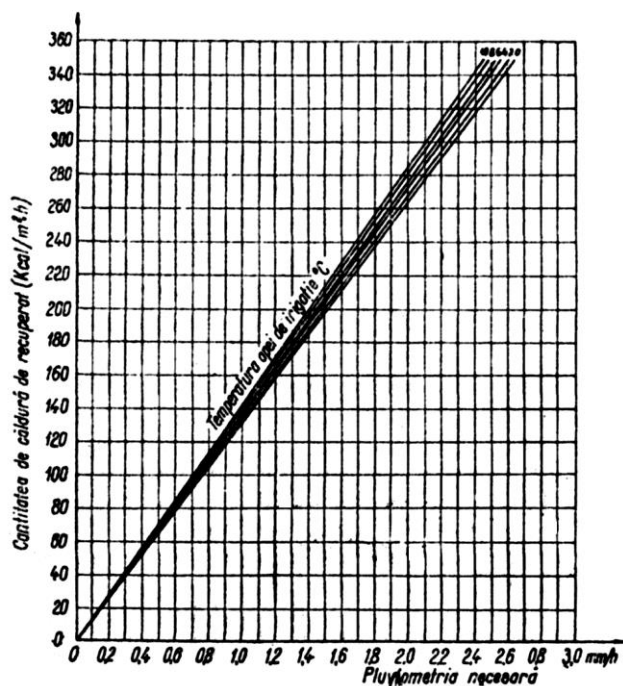


Fig. 9.22. Nomogramă pentru determinarea intensității necesare a aspersiunii, în funcție de cantitatea totală de căldură de recuperat și temperatura apei de irigație. Se asigură protecția până la -1°C.

Cu ajutorul relațiilor și tabelelor date anterior [2] se determină cantitatea de apă necesară (intensități necesare de aspersiune „ $i$ ”, în mm/h), calculată pentru a asigura protecția până la temperatura de 0°C (a) și -1°C (b) în condițiile:

a) – temperatura apei de irigat ( $t_1$ ) variind între 10 și 0°C,

– cantitatea de căldură de recuperat ( $Q$ ) variind între 10-350 kcal/m<sup>2</sup>·h, pentru care rezultă  $i = 0,1100-4,38$  mm/h;

b) – temperatura apei de irigat  $t_1 = 10^\circ\text{C} - 0^\circ\text{C}$ ,

– cantitatea de căldură de recuperat, variind  $Q = 0-350$  kcal/m<sup>2</sup>·h pentru care rezultă  $i = 0,070-2,630$  mm/h.

Cu aceste date s-au întocmit nomogramele din figurile 9.21 și 9.22 [38].

### 9.1.6.3. Alt procedeu de calcul al intensității necesare aspersiunii antigel

Anterior s-a calculat intensitatea necesară a aspersiunii în diferite condiții meteorologice, pornindu-se de la ideea că trebuie adusă atâta apă în teren, încât să se înlocuiască – pentru asigurarea protecției – toată cantitatea de căldură ce se pierde din spațiul ocu-

pat de plante, din momentul în care temperatura coboară sub pragul admisibil, corespunzător fazei de vegetație în care se află acestea.

În continuare se urmărește determinarea intensității aspersiunii necesare pentru protecție, plecând de la ideea că doar organele plantei care sunt în pericol nu trebuie să ajungă la temperaturi negative periculoase.

Specialiștii J.F. Gerber, D.S. Harrison (Michigan, 1964) determină după acest criteriu intensitatea aspersiunii de protecție.

Se urmărește prin aceasta determinarea unor intensități cât mai reduse ale aspersiunii, care să ducă la micșorarea cantității de apă folosită, realizând totuși o protecție satisfăcătoare și reducerea grosimii crustei de gheață până la cea strict necesară, pentru a se evita producerea de leziuni organelor protejate. În mod deosebit trebuie protejați mugurii, florile, frunzele și ramurile tinere.

O plantă localizată într-un mediu natural câștigă din el sau pierde căldură în el, în exemplul de față, din cauza a trei procese, care acționează independent sau în combinație: a) conducție și convecție, b) evaporatie și transpirație, c) schimb radiativ.

Din schimbul bilanțului termic al unei frunze (fig. 9.23) rezultă ecuația:

$$C \frac{dT}{dt} + R + L \cdot E + K = 0 \quad (12)$$

în care:

$C$  este căldura specifică a frunzei (în unități c.g.s. se exprimă în cal/g°C);

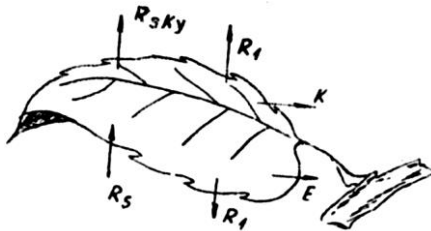
$\frac{dT}{dt}$  – variația temperaturii în raport cu timpul;

$R$  – radiația totală a frunzei, corespunzătoare temperaturii ei (fluxul caloric radiativ);

$L$  – căldura latentă de evaporare a apei;

$E$  – cantitatea de apă ce se evaporă;

$K$  – cantitatea de căldură care se pierde prin convecție.



**Fig. 9.23.** Schimbul bilanțului termic la nivelul frunzei:  
 $R_{sky}$  – radiația feței superioare;  $R_s$  – radiația feței inferioare;  
 $K$  – căldură pierdută prin convecție;  $E$  – căldură pierdută prin evaporatie.

Transferul radiativ de căldură se poate calcula considerând că frunza este la temperatura aerului și apoi corectând aceasta prin adăugarea produsului dintre tangenta curbei de temperatură a radiațiilor și dife-

rența între temperatura aerului și a frunzei. Aproximațiile făcute sunt acceptate, în literatura de specialitate (J. F. Gerber și D.S. Harrison, 1964), pentru că diferențele de temperatură sunt mai mici de 0,3°C.

Transferul radiativ de căldură se exprimă prin relația dată de D. Brunt:

$$R = R_a - 2 \frac{dR}{dT} (T_a - T_i) = R_a - 2h_r (T_a - T_i) \quad (13)$$

$$\frac{dR}{dT} = h_r = 4\sigma T_a^3$$

în care:

$R_a$  este radiația frunzei, la temperatura aerului;

$T_a$  – temperatura absolută a aerului (°K);

$T_i$  – temperatura absolută a frunzei nestropite (°K);

$h_r$  – coeficient al fluxului de radiație. Nu este un coeficient de transfer de căldură, dar are aceleași dimensiuni, fiind egal cu derivata I a ecuației Stefan-Boltzman pentru fluxul de radiație.

Ecuația fluxului de umiditate ( $E$ ), pe care-l interpretăm ca flux caloric masic prin termenul „ $LE$ ”, se va scrie într-un mod asemănător celei a fluxului radiativ, prin introducerea unui coeficient de corecție a gradientului vaporilor la diferențe de temperatură și fluxurile de vaporii echivalându-se în fluxuri calorice:

$$LE = - \left[ (es - ea) + 2(T_a + T_i) \frac{de}{dT} \right] a \cdot he$$

$$LE = - \left[ (es - ea) + 2he(T_a - T_i) \right] \quad (14)$$

unde:

$$he = a \cdot hc \frac{de}{dT} = \frac{a \cdot hc \cdot Lf \cdot e}{R_w \cdot T^{-2}} \text{ (cal/min} \cdot \text{cm}^2 \cdot \text{°C)}$$

Ecuația se obține din expresia Clasiu-Clapeyron privind evaporarea;

$L$  este căldura specifică de evaporare a apei;

$es$  – presiunea actuală a vaporilor de aer;

$\frac{de}{dT}$  – variația tensiunii vaporilor din aer în raport cu temperatura.

Pentru determinarea acestui termen trebuie folosite media presiunii vaporilor (mb) și media temperaturii absolute (°K);

$a$  – factor de conversie a transferului de masă (vapori) în transfer caloric (în unități c.g.s.;  $a = 0,20$ );

$he$  – coeficient al transferului de căldură latentă (prin evaporare);

$Lf$  – căldura latentă specifică de înghețare a apei;

$L$  – căldura latentă specifică de evaporare a apei;

$e$  – presiunea actuală a vaporilor din aer;

$R_w$  – constanta specifică a vaporilor de apă.

Pentru transferul de căldură prin convecție se folosește ecuația obișnuită:

$$K = -2hc(T_a - T_i) \quad (15)$$

în care  $hc$  este coeficient al transferului de căldură prin

convecție (cal/min·cm<sup>2</sup>·°C).

Expresia coeficientului  $hc$  este:

$$hc = 0,398 \frac{k}{L} Pr^{1/3} (2R_{ea} + 3R_{cl})^{1/2} \text{ (cal/min·cm}^2\text{·°C)}$$

unde:

$k_c$  este conductivitatea termică a apei (în cal/min·cm·°C);

$$Pr = \frac{cp\mu_a}{k_1} \text{ numărul Pradtl}$$

$cp$  – căldura specifică a aerului, la presiune constantă (în cal/g·°C);

$\mu_a$  – coeficient de vâscozitate absolută (în g/cm<sup>2</sup>·min);

$k_{1x}$  – conductivitate termică a aerului (cal/min·cm·°C);

$$R_e = \frac{U_a \cdot L}{\nu} \text{ – numărul Reynolds;}$$

$U_a$  – viteza curentului de aer (cm/s);

$L$  – lungimea frunzei (cm);

$\nu$  – coeficient de vâscozitate cinematică (cm<sup>2</sup>/min);

$$R_{ea} = \frac{U_a \cdot x}{\nu}; R_{cl} = \frac{U_l \cdot x}{\nu}$$

$U_l$  – viteza apei la interferența filmului de apă de pe frunză cu aerul (cm/s).

Ecuția (12) poate fi rescrisă folosind expresiile (13, 14, 15):

$$C \frac{dT}{dt} = [R_a - 2h_r + (T_a - T_i)] - [(es - ea) + 2he(T_a - T_i)] - hc(T_a - T_i) = 0 \quad (16)$$

Considerând că ecuația (16) este adecvată, ea poate fi rescrisă folosind  $T_m$ , temperatura minimă permisă pentru frunză, în loc de  $T_i$ , temperatura frunzei nestropite (neprotejate).

Dacă este adusă pe frunză o cantitate suficientă de apă ( $i$ ) și căldura degajată prin înghețarea acesteia ( $Lf$  = căldură specifică de înghețare a apei) face ca schimbul de căldură în timp să fie nul, ecuația (16) devine:

$$C \frac{dT}{dt} = 0 = -Lf \cdot i + [R_a - 2 \cdot hr(T_a - T_m)] - [(es - ea) - 2 \cdot he(T_a - T_m)] - 2 \cdot hc(T_a - T_m) \quad (17)$$

în care:

$i$  este cantitatea de apă adusă pe frunză;

$T_m$  – temperatura minimă permisă pentru frunza stropită (temperatură până la care se asigură protecția aducând cantitatea de apă  $i$ );

$Lf$  – căldura latentă specifică de înghețare a apei.

Deoarece în ecuația (16) schimbul de căldură în timp are valori mici și la echilibru este zero, ecuația (16) este echivalentă cu (17).

Rezultă ecuația:

$$i \cdot Lf = 2(hc + hr + he)(T_m - T_i) \quad (18)$$

Constanta 2 apare pentru că se consideră bilanțul termic pentru cele două părți ale frunzei și suprafața ei totală este egală cu două suprafețe parțiale.

Ecuția (18) se împarte prin căldura specifică de înghețare a apei,  $Lf$ , și se obține rata aspersiunii (intensitatea):

$$i = \frac{2}{Lf} (hc + hr + he)(T_m - T_i) \quad (19)$$

Dacă apa se distribuie uniform, atunci  $i$  va fi egal cu rata aspersiunii. Totuși este nevoie în ecuație de un coeficient  $\alpha$  care variază cu: sistemul, locul, condițiile meteorologice, coeficientul convectiv, orientarea, forma frunzei;

$$\alpha = 0,5 - 1$$

Deci

$$i = \alpha H (T_m - T_i) \quad (20)$$

unde:

$$H = \frac{2}{Lf} (hc + hr + he)$$

**Concluzii.** Fiecare plantă, într-un anumit stadiu de vegetație, are un prag de rezistență la ger, de care trebuie să se țină seama atunci când se fixează momentele punerii în funcțiune și opririi instalației de aspersiune. În acest fel, printr-o bună cunoaștere a pragurilor de rezistență ale plantelor, se poate realiza o importantă reducere a cantității de apă folosită pentru protecție.

– Se observă din diagramele prezentate că, cu cât temperatura admisibilă pentru plante (pragul de rezistență la ger) are valori mai mari, la cantități mari de căldură de recuperat este necesar a se folosi apă de irigație cu o temperatură cât mai ridicată, pentru a se realiza satisfacător protecția cu cantități cât mai mici de apă. În această direcție este de dorit ca apa ce urmează a fi folosită pentru protecție să fie luată din surse cu temperaturi mai ridicate (ape subterane, rezervoare închise etc.).

– În procesul de exploatare a instalației de aspersiune antigel trebuie să se asigure funcționarea fără întreruperi a aspersoarelor în timpul protejării. Pentru aceasta va fi folosită apă limpede, în scopul evitării blocării duzelor aspersoarelor. Se recomandă chiar măsuri suplimentare de filtre în instalația de aspersiune antigel.

– Protejarea plantațiilor pomicole, aflate în afara unor sisteme de irigații, se poate asigura cu apă captată din foraje locale sau din alte surse locale (acumulări, puțuri etc.). În acest caz, debitele disponibile fiind mici, se impun valorificări optime ale parametrilor anunțați: intensități, praguri de temperatură, cantități de căldură de recuperat, durată de funcționare etc.

De exemplu, pentru a se realiza protecția în cazul

unui îngheț ce ar dura 8 ore și în care s-ar menține constante: temperatura aerului de  $-10^{\circ}\text{C}$ , umiditatea relativă a aerului între 0-10%, viteza vântului 5 m/s, ar fi necesar pentru 1 ha,  $350 \text{ m}^3$  apă, cu temperatura  $0-1^{\circ}\text{C}$ .

#### 9.1.6.4. Condiții tehnico-funcționale și de calitate pe care trebuie să le îndeplinească ploaia și instalația de aspersiune în scop de protecție antigel

**Viteza de rotație a aspersoarelor folosite pentru realizarea protecției.** Pluviometria ce se realizează trebuie să asigure protecția la temperatura cea mai scăzută din timpul nopții; această protecție se realizează prin luarea în considerare a timpului dintre rotația aspersorului și efectul stropirii. Cea mai adecvată perioadă de rotație se stabilește în funcție de timpul necesar picăturii pentru a ajunge tot în stare lichidă pe frunze (sau alte organe de apărut).

Pe baza faptului că apa trebuie să ajungă pe frunză la  $32^{\circ}\text{F}$  ( $0^{\circ}\text{C}$ ), timpul dintre două rotații (perioada maximă de rotație) se poate calcula cu formula standard de răcire:

$$T = T_0 \exp \left[ \frac{Lf \cdot 2\delta}{e} (t - t_e) \right] \text{ pentru } t < t_e \quad (21)$$

$$T = T_0 \text{ pentru } t > t_e \quad (21')$$

în care  $t_e$  este durata cerută pentru a îngheța apa aderentă la frunză.

Película are o grosime minimă  $\delta \approx 0,03 \text{ mm}$ . Timpul necesar răcirii acestei pelicule depinde de creșterea căldurii eliberate,  $2\delta Lf$ , de diferența de temperatură între aer și punctul de răcire ( $T_0 - T_a$ ) și rezistența termală la transferul de căldură.

„ $t_e$ ” se calculează cu:

$$t_e = \frac{2K \cdot \delta Lf}{(T_0 - T_a)} \quad (22)$$

Valoarea exactă a lui  $K$  se determină experimental (în studiul lui J.F. Gerber și D.S. Harrison, 1964, s-a adoptat valoarea de  $14,0 \text{ cm}^2\text{min/cal}$ );

Deci perioada totală necesară a unei rotații (cea mai lungă posibilă) este:

$$t = \frac{K \cdot 2 \cdot \delta Lf}{T_0 - T_a} + \frac{c}{\delta Lf} \ln \frac{T_0}{T_m} \quad (23)$$

(după J.F. Gerber și D.S. Harrison).

Relația (21) a fost stabilită în baza considerențului că apa care ajunge la frunza de protejat are tem-

peratura de  $0^{\circ}\text{C}$  ( $32^{\circ}\text{F}$ ).

Termenul  $\frac{K \cdot 2 \cdot \delta Lf}{T_0 - T_a}$  reprezintă durata cerută

pentru a îngheța apa aderentă la frunză;

$K$  este rezistența termică la pierderea de căldură (căldura rezultată prin răcirea peliculei de apă de pe frunză). Valoarea exactă a lui  $K$  trebuie determinată experimental pentru frunzele diferitelor plante (de diferite mărimi). J.F. Gerber și D.S. Harrison au luat [11] pentru  $K = 14 \text{ cm}^2\text{min/cal}$ .

$\delta$  – grosimea peliculei de apă aderentă la frunză; pelicula are o grosime minimă;  $\delta \approx 0,03 \text{ mm}$  [25];

$Lf = 80 \text{ cal/g}^{\circ}\text{C}$ , căldura specifică de înghețare a apei;

$T_a$  – temperatura aerului (variabilă aici);

$T_0$  – temperatura de înghețare a apei ( $0^{\circ}\text{C} = 273,2^{\circ}\text{K}$ );

$c$  – capacitatea calorică a unei secțiuni transversale prin suprafața frunzei;  $c = 0,08$  unități c.g.s.

$T_m$  – temperatura minimă permisă pentru frunza stropită la pragul  $0^{\circ}\text{C}$ :  $T = 0^{\circ}\text{C} = 273,2^{\circ}\text{K}$ .

Cu datele de mai sus se calculează „ $t$ ” cea mai mare perioadă permisă de rotație a aspersoarelor, pentru  $T_a$  variind între  $273,2-263,2^{\circ}\text{K}$  ( $0,0 - -10,0^{\circ}\text{C}$ ), astfel ca apa să nu înghețe înainte de a ajunge la organul de protejat (de exemplu frunza) și înainte ca temperatura acestuia (frunza) să nu coboare sub  $0^{\circ}\text{C}$  (tab. 9.5):

Cu valorile obținute s-a întocmit diagrama din figura 9.24 [38]. În calcule nu s-a ținut seama de influența vântului și a umidității atmosferice, care, desigur, ar modifica, într-o oarecare măsură, rezultatele de mai sus. Astfel, viteza de înghețare a peliculei de apă crește cu cât viteza vântului este mai mare și scade cu cât umiditatea relativă a aerului este mai mare. Atât vântul cât și umiditatea relativă a aerului, prin variațiile lor, aduc modificări în efectele evaporării.

În figura 9.25 se poate urmări descreșterea temperaturii unei frunze după stropire, în condițiile [36] când – viteza vântului = 6,6 mile/oră (2,95 m/s), temperatura aerului =  $28^{\circ}\text{F}$  ( $-3,12^{\circ}\text{C}$ ), temperatura la termometrul umed =  $25^{\circ}\text{F}$  ( $-3,9^{\circ}\text{C}$ ).

În urma aspersării, frunza se acoperă cu gheață. În primele 24 secunde de la începutul stropirii se observă (fig. 9.25) creșterea temperaturii, ca rezultat al degajării de căldură prin înghețarea apei pulverizate.

**Tabelul 9.5.** Perioada de rotație cea mai indicată a aspersoarelor antigel, în funcție numai de temperatura aerului

Temperatura aerului ( $^{\circ}\text{C}$ )	0	-1	-2	-3	-4	-5	-6	-7	-8	-9	-10
Temperatura aerului ( $^{\circ}\text{K}$ )	273,2	272,2	271,2	270,2	269,2	268,2	267,2	266,2	265,2	261,2	263,2
Perioada (min)	$\infty$	6,72	3,36	2,24	1,68	1,34	1,12	0,96	0,84	0,75	0,67
Perioada*	$\infty$	400	200	135	100	80	67	57	50	45	40

\* – aproximativ, fără zecimale

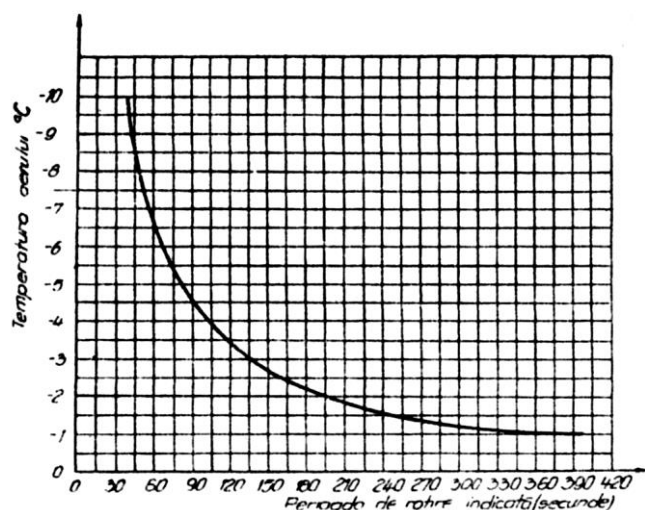


Fig. 9.24. Diagramă pentru determinarea celei mai mari perioade permise de rotație a aspersoarelor, în funcție de temperatura aerului ambiant (s-a folosit relația dată de J. Gerber și D. S. Harrison):

$$t = \frac{K \cdot 2 \cdot \delta L_f}{T_0 - T_a} + \frac{c}{\delta L_f} \cdot \ln \frac{T_0}{T_m}$$

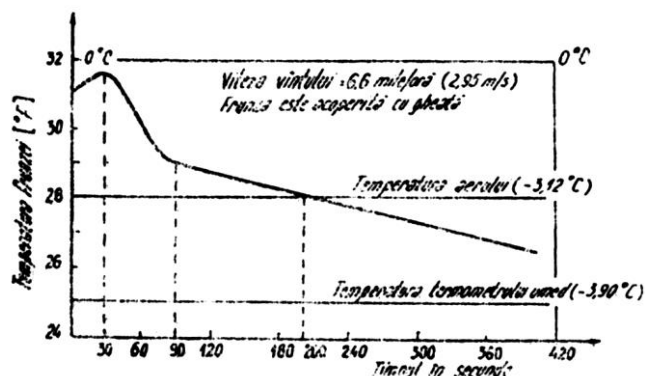


Fig. 9.25. Efectul vântului arătând temperatura frunzei măsurată cu termometrul umed la sfârșitul aspersiunii (după R.Z. Wheaton și E.H. Kidder)

Apoi, temperatura frunzei scade rapid; după 90 de secunde rata de descreștere a temperaturii devine constantă pe unitatea de timp. La 200 secunde temperatura frunzei a scăzut până la temperatura aerului și se observă că a continuat să scadă.

În tot acest timp, temperatura, frunzei a variat; cauza este fenomenul de evaporare în timpul procesului de înghețare a apei pe frunză.

În figura 9.26 se arată [36] efectele vântului și temperaturii aerului asupra unei frunze aspersate, perioada de rotație a aspersorului fiind de 120 secunde.

Din figura 9.26 se observă periodicitatea creșterii temperaturii la fiecare revenire a aspersorului pe poziția inițială (la 120 secunde), precum și gradul de protecție realizat (temperatura degajați prin înghețarea apei pulverizate).

În figura 9.27 se arată [36] efectele vântului și

temperaturii aerului asupra unei frunze aspersate, pentru diferite frecvențe ale udării.

Din figurile de mai sus se observă că temperatura frunzei stropite variază pe parcursul perioadei de rotație a aspersorului, în funcție de viteza vântului, temperatura aerului, pluviometria (rata de aplicație a apei) și frecvența de aplicație (perioada de rotație).

Pentru frecvențe de aplicație diferite (perioade de rotații ale aspersiunii), presupunând constanți ceilalți parametri, amplitudinea variației temperaturii este cu atât mai mică cu cât frecvența (perioada de rotație) este mai mică (v. fig. 9.27).

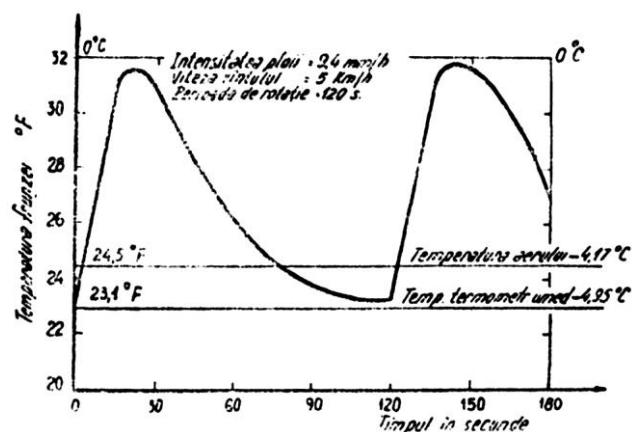


Fig. 9.26. Variația temperaturii frunzei datorită unei aspersări cu frecvența (perioada de rotație a aspersorului) de 120 sec. (după Wheaton și Kidder).

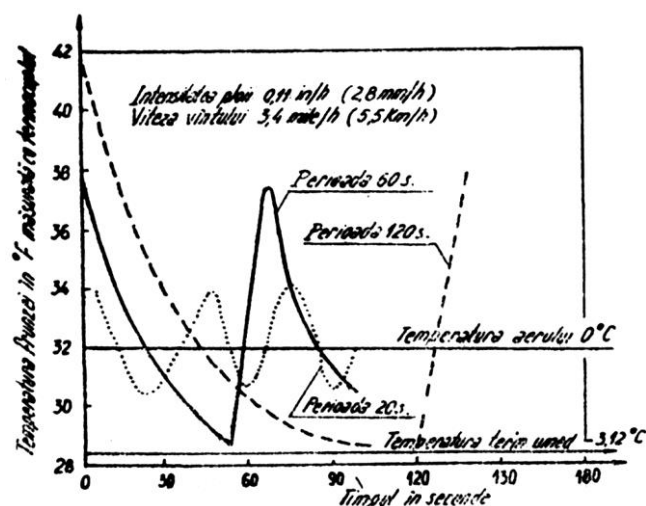


Fig. 9.27. Efectele vântului și temperaturii aerului asupra unei frunze aspersate, pentru diferite frecvențe ale udării – perioade de rotație ale aspersoarelor (după Wheaton și Kidder).

**Concluzii.** Când perioada de rotație a aspersorului este mare, temperatura frunzei stropite are fluctuații mari (v. fig. 9.26 și 9.27); în acest caz, apa aspersată, prin înghețare nu poate menține temperatura frunzei între 32 și 31°F (0°C la -0,55°C). Este vorba de apa adusă continuu și strict necesară pentru asigurarea

protecției în condițiile meteorologice respective, adică de intensitate optimă a ploii.

Presupunând chiar cazul că fluctuațiile temperaturii s-ar produce în cea mai mare măsură într-un domeniu de valori pozitive ale temperaturii, este de dorit ca acestea să aibă amplitudinea cât mai mică, pentru a nu provoca variații nedorite ale temperaturii sucului celular al organelor vegetale, într-un timp relativ scurt.

În protecția antigel este nevoie de aparate de aspersiune (aspersoare) cu viteze de rotație mai mari decât ale aspersoarelor curente, folosite în udările pentru completarea deficitului de apă în sol. În general, pentru condițiile înghețurilor din țară noastră trebuie folosite aspersoare cu viteze de rotație mai mari de 1 rot/min (v. diagrama din fig. 9.24 și 9.27). Viteza de rotație a aspersoarelor, pentru o aspersiune antigel de mare randament (privind cantitatea de apă folosită și efectele produse), trebuie corelată strict cu pluviometria necesară, în așa fel încât pe organele vegetale de protejat să se mențină continuu și pe timpul necesar amestecul apă – gheață. La stabilirea tipului de aspersoare necesare, un criteriu deosebit de important este deci viteza lor de rotație. Trebuie alese aspersoare a căror viteză de rotație poate asigura o protecție eficientă până la cele mai joase temperaturi probabile dintr-o anumită perioadă de timp.

Întreruperea aspersiunii în timpul înghețului, chiar și numai pentru câteva minute, are efecte deosebit de păgubitoare asupra plantelor. În acest caz, pagubele pot fi chiar mai mari decât dacă nu s-ar fi început operația de stropire, plantele fiind ude. De aceea se impune absolută siguranță că tipurile de aspersoare folosite nu sunt amenințate cu blocarea prin înghețarea apei pe duze sau pe alte organe ale mecanismelor lor sau înfundarea cu eventualele aluviuni din apa de irigație, insuficient limpezită.

**Finețea necesară ploii antigel.** Diametrul picăturilor are mare importanță în aspersiunea antigel. Stabilirea fineței necesare a ploii trebuie să se facă în baza considerentelor:

1) să nu fie afectate organele foarte sensibile ale plantelor (florile, de exemplu), prin crearea unei ploi prea grosiere;

2) picăturile de apă să nu înghețe înainte de a ajunge pe organul de protejat.

După cum s-a văzut, este de dorit ca apa de irigație să aibă o temperatură cât mai mare. Cu cât temperatura picăturilor ce ajung pe organele de protejat este mai ridicată, cu atât va fi mai mare cantitatea de căldură ce se va degaja.

Snyder a cercetat răcirea picăturilor în cădere liberă:

$$\frac{dt_1}{dt} = B \cdot U_x^{0,6} \cdot d^{-1,4} (\tau_0 - \tau_{00}) \quad (24)$$

în care:

$t_1$  este temperatura picăturilor de apă;

$t$  timpul;

$B$  – constantă;

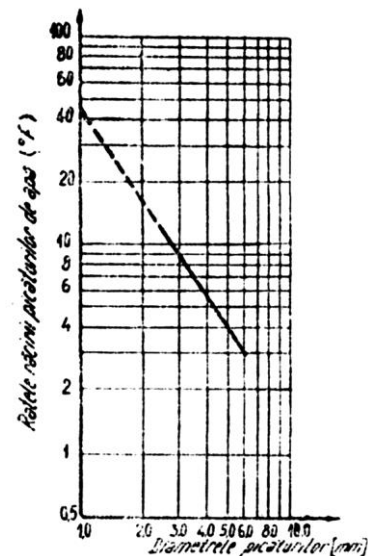
$U_x$  – viteza de cădere a picăturilor de apă;

$d$  – diametrul picăturilor de apă;

$\tau_0$  – entalpia aerului ambiant<sup>1</sup>;

$\tau_{00}$  – entalpia aerului la interferența aer – apă.

Datele experimentale privind ratele de răcire a picăturilor care cad de la 10 picioare înălțime (3,05 m) în funcție de mărimea picăturilor sunt prezentate în figura 9.28.



**Fig. 9.28.** Ratele răcirii picăturilor de apă care cad de la 10 picioare (3,05 m) (după Snyder).

Funcția este logaritmică și când diametrul picăturii este mai mic de 3mm, rata de răcire este foarte ridicată.

Pentru stropirea organelor vegetale foarte sensibile la lovire ale plantelor (florile, de exemplu) G. Tanda recomandă o ploaie fină cu indicii de finețe  $K_f = 0,1-0,3$ .

$$K_f = \frac{d}{H} \quad (25)$$

în care:

$d$  este diametrul duzei aspersorului (mm);

$H$  – presiunea la aspersor ( $\text{mH}_2\text{O}$ ).

În cadrul experimentărilor ce s-au întreprins în laboratorul nostru (Irigații și drenaje) s-a cercetat în ce măsură este afectată starea de agregare, a picăturii mici, de către temperaturile scăzute ale mediului ambiant.

Pentru început, orientarea asupra caracteristicilor necesare ale aspersoarelor se face considerând  $K_f = 0,1-0,3$  și menționând că aspersoarele de intensitate

<sup>1</sup> În termotehnică „entalpia” se notează cu  $I$  sau cu  $H$ . Aici, se ia sinonim (impropriu) „Conținutul de căldură” (v. Lexicon tehnic vol. 7, 1971).

mică asigură totodată și o bună finețe a ploii.

S-au calculat coeficienții de finețe pentru diferite valori ale lui  $d$  și  $H$  și alegându-se cei care se încadrează în limitele de mai sus, s-a obținut diagrama din figura 9.29.

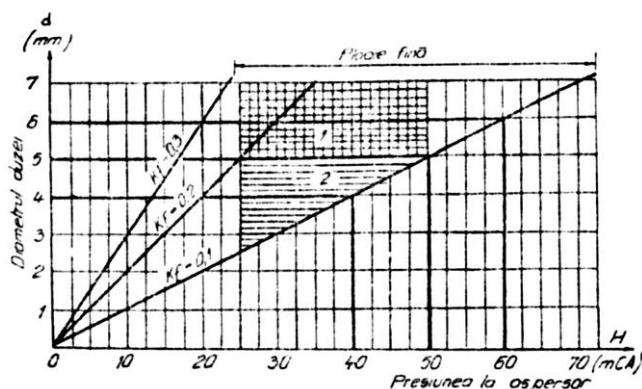


Fig. 9.29. Variația coeficientului de finețe al ploii în funcție

$$\text{de } d \text{ și } H \left( K_f = \frac{d}{H} \right).$$

În literatura de specialitate se menționează că presiunea în rețeaua de aspersiune antigel nu ar trebui să scadă niciodată sub 3 atm. pentru a se realiza un grad înalt de pulverizare  $d/H > 0,1$ ; presiunea optimă este de 4-5 atm.

Diametrele duzelor „antigel” se pot determina după intensitatea ploii și presiunea de lucru.

Din diagrama prezentată în figura 9.29 se observă că pentru coeficientul de finețe maxim admis pentru o ploaie fină ( $K_f = 0,3$ ), valorile diametrelor duzelor și presiunilor la aspersor sunt:

$$d = 6 \text{ mm} \quad H_{\min} = 20 \text{ mH}_2\text{O};$$

$$d = 5 \text{ mm} \quad H_{\min} = 16 \text{ mH}_2\text{O};$$

iar pentru  $K_f = 0,1$  rezultă:

$$d = 6 \text{ mm} \quad H = 60 \text{ mH}_2\text{O};$$

$$d = 5 \text{ mm} \quad H = 50 \text{ mH}_2\text{O};$$

$$d = 4 \text{ mm} \quad H = 40 \text{ mH}_2\text{O}.$$

Domeniul de exploatare optimă a presiunilor și duzelor este notat în figura 9.29 cu (1) și (2).

În decursul experiențelor trebuie urmărită cu atenție valoarea  $K_f$  optim, derivată din condiția ca picăturile să nu înghețe înainte de a ajunge la țintă, dar nici să nu producă leziuni organelor vegetale sensibile.

**Scheme de lucru cu aspersoarele pentru realizarea protecției antigel.** Cea mai indicată schemă de lucru cu aspersoarele este cea corespunzătoare dispoziției în triunghi; se obține astfel un coeficient de uniformitate a stropirii mai mare cu 7-20% față de cea în pătrat și cu 7-34% față de cea în dreptunghi. Prezintă însă dezavantajul că nu se poate folosi cu bune rezultate decât în condițiile în care vântul nu are viteze prea mari (sub 1 m/s).

În perioada când apar înghețurile târzii de pri-

măvară, direcția vântului este la noi relativ constantă, N-S, înghețurile cele mai multe fiind la noi de tip advection-radiativ.

În condiții de vânt cu  $V > 2$  m/s se recomandă dispoziția în dreptunghi a aspersoarelor, cu dimensiunea cea mare a laturilor orientată paralel cu direcția vântului.

Stabilirea schemelor de așezare a aspersoarelor trebuie făcută în baza următoarelor trei scopuri:

1) realizarea unei protecții eficiente;

2) micșorarea la maximum a cantității de apă folosită, prin crearea unei uniformități cât mai mari a intensității necesare a aspersiunii pe toată suprafața parcelei de protejat (se are în vedere efectul creșterii intensității în zonele de suprapunere a jeturilor);

3) scăderea grosimii gheții.

Pentru aceasta, trebuie să se aducă în teren exact numai cantitatea de apă impusă de intensitatea necesară a ploii, cu toate că și astfel există pericolul de a se realiza în unele zone stropite grosimi prea mari ale gheții (acolo unde se suprapun jeturile aspersoarelor – fig. 9.30).

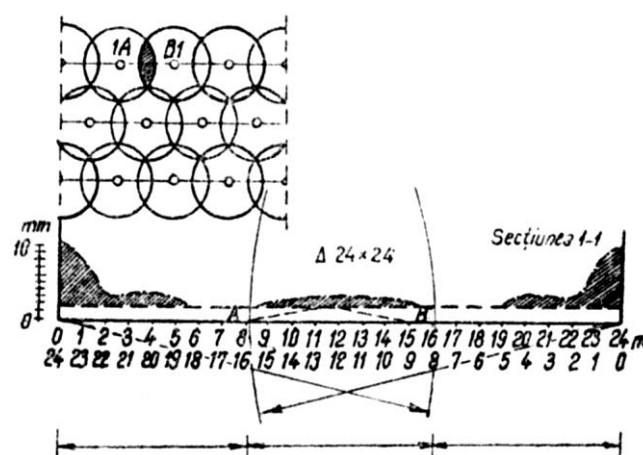


Fig. 9.30. Suprapunerea jeturilor în diagrama pluviometrică antigel (după D. Cavazza, E. Zampieri, A. Degan).

**Tipul de aspersor necesar. Uniformitatea stropirii.** Majoritatea aspersoarelor utilizate în mod curent în aspersiunea pentru umectare nu sunt corespunzătoare scopului urmărit aici – „aspersiunea antigel”.

Pentru a folosi, cu adaptări minime, rețeaua de aspersiune curentă (pentru completarea deficitului de apă în sol) se propune utilizarea aspersorului românesc ASJ-1, ale căror performanțe sunt date în tabelul 9.6; în tabelul 9.7 sunt expuse caracteristicile aspersorului LKA 30/1 al firmei Perrot, realizat în scop antigel.

În aspersiunea antigel trebuie să se realizeze un coeficient cât mai mare de uniformitate a stropirii, pentru ca să nu se formeze în unele zone grosimi prea mari ale gheții iar în altele prea mici.



**Tabelul 9.6.** Caracteristicile aspersorului românesc ASJ-1 adaptabil pentru irigația antigel

Diametrul duzei $d$ (mm)	Presiunea de lucru (atm)	Debit $R$ (m <sup>3</sup> /h)	Raza de acțiune (m)	Timp de rotație (s)	Pluviometria orară $i_h$ (mm/h) în schemele			Indicii de finețe a ploii $K_f = \frac{d}{H}$
					12-18	18 • 18	18 • 24	
5	2,5	1,45	15,1	66	6,7	4,5	3,4	0,2
	3	1,54	15,5	68	7,4	4,9	3,7	0,16
	3,5	1,72	15,8	70	8,0	5,3	4,0	0,14
	4	1,84	16,2	75	8,5	5,7	4,3	0,12
	4,5	1,95	16,5	80	9,0	6,0	4,5	0,11
6	2,5	2,02	15,4	68	9,4	6,2	4,7	0,24
	3	2,21	15,8	72	10,2	6,8	5,1	0,20
	3,5	2,39	16,1	75	11,1	7,4	5,5	0,17
	4	2,56	16,4	80	11,8	7,9	5,9	0,15
	4,5	2,71	16,7	85	12,5	8,4	6,3	0,13

**Tabelul 9.7.** Caracteristicile aspersorului Perrot LK A 30/1 special pentru irigația antigel

Diametrul duzei (mm)	Presiunea de lucru $H$ (atm)	Debit $Q$ (m <sup>3</sup> /h)	Raza de acțiune (m)	Pluviometria orară $i_h$ (mm/h)	
				schemă în pătrat	schemă în triunghi
4	3	1,02	15,3	3,15	1,77
	4	1,19	16,5	2,07	1,66
	5	1,32	17,1	2,29	1,83
4,2	3	1,19	15,6	3,52	1,98
	4	1,32	16,7	2,30	1,84
	5	1,47	17,3	2,55	2,04
4,5	3	1,32	15,7	4,08	2,29
	4	1,52	16,9	2,64	2,11
	5	1,96	17,5	2,94	2,35
5	4	1,83	17,3	3,26	2,61
	5	2,10	17,9	3,65	2,92

Realizarea uniformității stropirii trebuie privită la nivelul unui plan ce s-ar situa la înălțimea pomilor de

protejat. Aceasta se poate realiza folosind prelungitoare pentru aspersoare, cu înălțimea respectivă (fig. 9.31).

În acest caz, mărimile razelor de stropire ale aspersoarelor sunt valabile măsurându-le la nivelul planului menționat, la nivelul solului ele fiind cu mult mai mari. De aceea, uniformitatea stropirii în planul situat la înălțimea maximă de protejat nu va mai fi aceeași cu cea de la sol, care în cazul de față prezintă importanță mai mică.

În cazul dispunerii în triunghi a aspersoarelor, cel mai indicat indice de uniformitate se realizează pentru schema prezentată în figura 9.32.

Distanțele dintre două aspersoare consecutive pe aripă și două aripi consecutive pe antenă sunt:

$$d_1 = OO' = 2OC = 2R \cos 30 = \sqrt{3}R$$

$$d_2 = OG = OF + FG = R + R \sin 30 = 1,5R$$

În literatură se recomandă pentru realizarea unei uniformități cât mai mari a cantității de ploaie aspersată distanțele între aspersoare indicate în tabelul 9.8, date în funcție de viteza vântului și raza de stropire.



**Fig. 9.31.** Rețeaua de aspersiune într-o plantație pomicolă (Perrot).

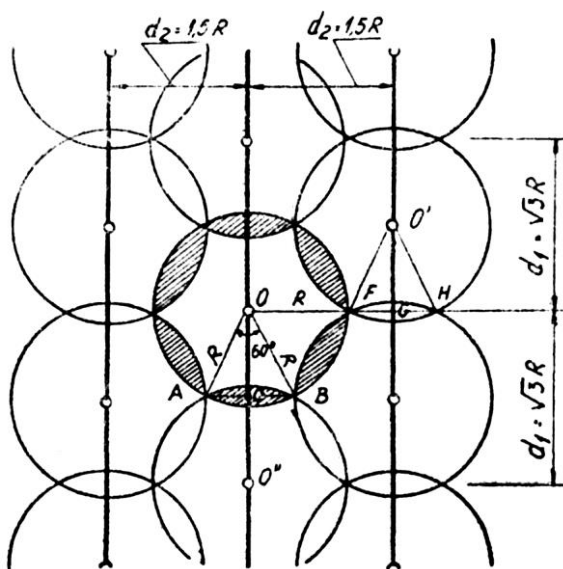


Fig. 9.32. Schema amplasării în triunghi a aspersoarelor antigel.

Tabelul 9.8. Distanța dintre aspersoare în funcție de viteza vântului și raza de stropire

Schema de dispunere	Viteza vântului (m/s)	Distanța dintre aspersoare $d$ (în % $2 R$ )
Rectangulară	calm	65
Rectangulară	2,0	60
Rectangulară	3,5	50
Rectangulară	>3,5	30
Triunghiulară	calm	75
Triunghiulară	2,0	70
Triunghiulară	3,5	60
Triunghiulară	>3,5	35

$R$  = raza de stropire

**Stabilirea în teren a pozițiilor de lucru.** Pentru o anumită temperatură, o anumită viteză a vântului, o anumită umiditate a aerului, protecția se realizează aducând în teren o anumită cantitate de apă, impusă prin intensitatea necesară a ploii, care se determină cu diagramele din figurile 9.17, 9.18 și 9.20, 9.21, 9.22.

Intensitatea necesară a ploii se realizează adoptând una din schemele de udare prezentate.

Pentru a realiza și finețea dorită a ploii, care variază conform diagramei din figura 9.29, se va folosi, pentru o anumită mărime de duză, presiunea la aspersor care duce la realizarea coeficientului dorit de finețe a ploii (presiunea se determină cu diagrama prezentată în figura 9.29).

De notat că pentru o anumită intensitate, obținută cu o schemă de udare, nu se poate varia presiunea la aspersor ( $H$ ) în limite mai mari de 10-15 mH<sub>2</sub>O, pentru că altfel se va modifica mult intensitatea pentru schema de udare respectivă.

### 9.1.7. ORGANIZAREA UNEI STAȚII PILOT DE ASPERSIUNE ANTIGEL ÎN CADRUL LABORATORULUI DE IRIGAȚII ȘI DRENAJE AL CATEDREI DE HIDRAULICĂ ȘI HIDROAMELORIAȚII DIN INSTITUTUL POLITEHNIC „GH. ASACHI” – IAȘI

Pe baza celor prezentate mai sus, s-a proiectat stația pilot pentru aspersiune antigel, în cadrul Laboratorului nostru, pentru a realiza intensități ale aspersiunii de 2,2; 2,5; 2,8; 3 mm/h în condiții de calm, precum și 3,0; 3,25; 3,80; 4,10 mm/h în condiții de vânt, 2 m/s (fig. 9.33).

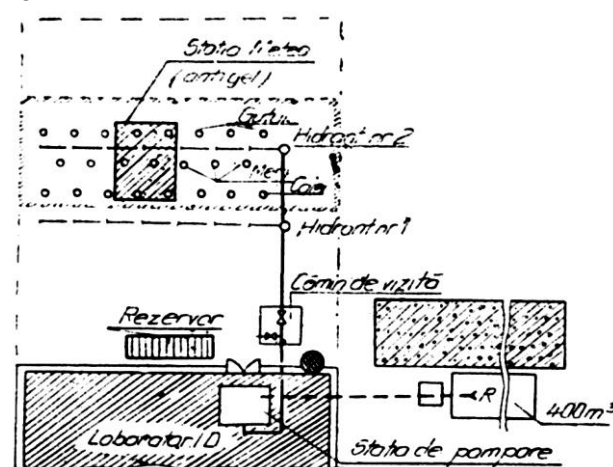


Fig. 9.33. Schița amplasamentului stației pilot antigel (Laboratorul de irigații și drenaje – Institutul Politehnic Iași).

Stația pilot antigel s-a organizat pe platforma exterioară a laboratorului, în următoarele condiții:

1. Mica plantație cuprinde specii și soiuri pomicele larg răspândite în țară și cu înfloriri eşalonate, ca: măr (care în zona Iaşului înfloreşte în prima jumătate a lunii mai); cais (se „trezeşte la viaţă cel mai devreme”, cum spun pomicultorii, în februarie-martie, mugurii lui floralii fiind în pericol); gutui (înfloreşte cel mai târziu dintre pomi).

2. Prin experimentare se urmăreşte obținerea de rezultate pe baza cărora să se stabilească măsurile de introducere a aspersiunii antigel în marile plantații pomicele din țară, în care scop plantația experimentală are caracteristicile sistemului pomicol natural:

– pomii sunt plantați la distanțe corespunzătoare diametrului coroanelor la dezvoltarea lor maximă: pentru măr: 8 m între rânduri, 7 m între pomi; pentru cais: 8 m între rânduri, 6 m între pomi; pentru gutui: 8 m între rânduri; 6 m între pomi.

3. Sursa de apă o constituie rezervorul existent ( $V = 400 \text{ m}^3$ ), cu o adaptare pentru ridicarea temperaturii la +10°C în anotimpurile de tranziție, când apare necesară protecția antigel.

4. Rețeaua de conducte cu armăturile și aparatajul adecvat, instalațiile de pompare și aspersoarele sunt comune celor folosite curent în aspersiune: aspersoare românești ASJ-1; electropompă Lotru 125 a ( $Q = 125 \text{ m}^3/\text{oră}$ ;  $H = 55 \text{ mH}_2\text{O}$ ;  $N = 27 \text{ kW}$ ;  $n = 3000 \text{ rot/min}$ ).

5. Instalația avertizoare de îngheț constituie elementul diferențiat, în raport cu instalațiile obișnuite de aspersiune. În scop de avertizare și comandă automată, a electropompei se va folosi instalația realizată în cadrul Laboratorului de irigații și drenaje, având schema de principiu dată în fig. 9.34. Instalația de avertizare și comandă automată a rețelei de aspersiune constă din:

- o punte tranzistorizată, prevăzută cu un traductor rezistiv de temperatură (termistor);
- un circuit basculant, care realizează semnalizarea optică intermitentă a pragului de temperatură periculoasă;
- un generator de semnal pentru semnalizarea acustică;
- sistemul de comandă al electropompei format dintr-un relee ce comandă bobina întrerupătorului D.I.T.A a electromotorului pompei. Releul este acționat de puntea traductoare de temperatură.

Puntea se reglează cu ajutorul potențiometrului  $P_1$ , astfel încât să se realizeze echilibrul la temperatura de  $0^\circ\text{C}$  (sau pragul de temperatură la care se urmărește

să se realizeze protecția).

Când temperatura scade sub  $0^\circ\text{C}$  (sau pragul respectiv), termistorul își modifică valoarea rezistenței, puntea se dezechilibrează acționând releul  $R_e$ , ce acționează întrerupătorul D.I.T.A al electropompei și avertizoarele optic și acustic.

Instalația de avertizare și comandă automată (fig. 9.35) conține și o punte de măsurare a temperaturii ce se va folosi în scopul stabilirii temperaturii apei la nivelul aspersorului.

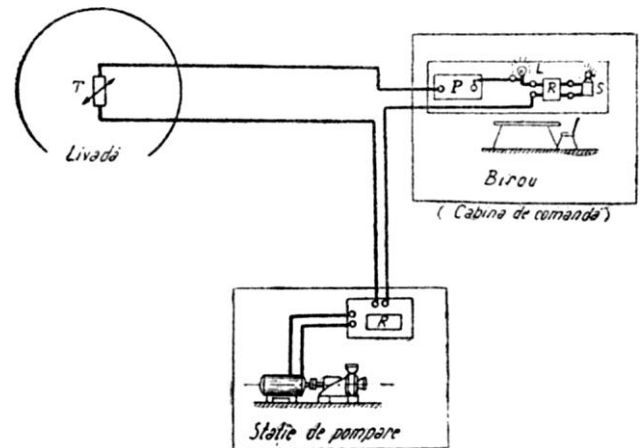


Fig. 9.35. Schema liniei electrice în cazul automatizării integrale:  $T$  – termistor în livadă;  $P$  – puntea tranzistorizată;  $R$  – relee;  $L$  – lampă de semnalizare;  $S$  – sonerie.

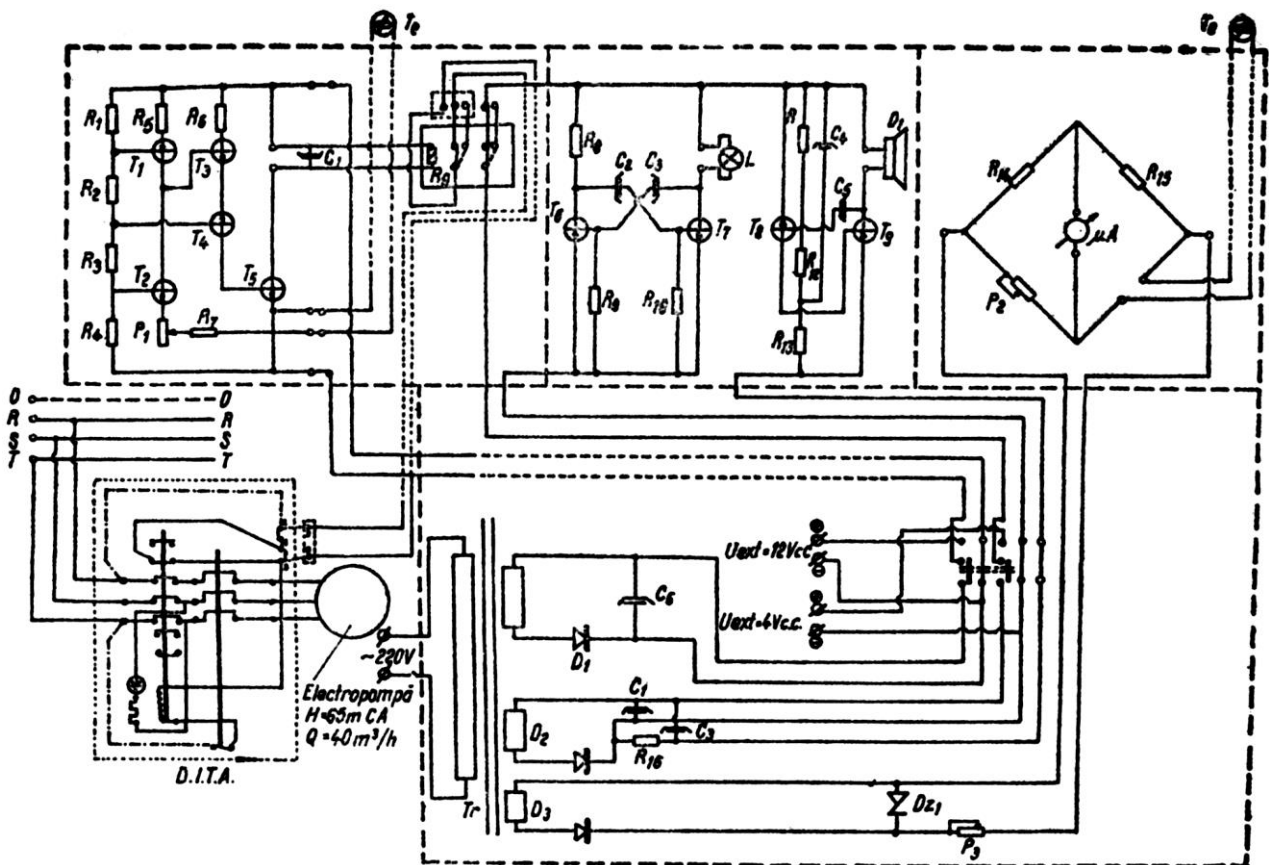
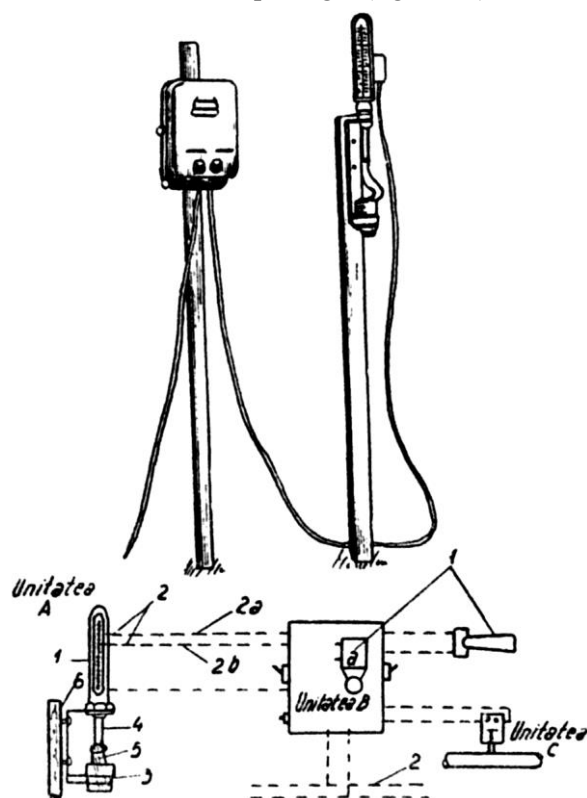


Fig. 9.34. Schema instalației de avertizare.

Reglarea montajului s-a făcut în laborator (1974) cu un frigider și un termometru.

După ce se găsește cu termometrul un loc în interiorul congelatorului în care temperatura este de  $0^{\circ}\text{C}$ , se pune în locul termometrului termistorul  $T$  și se reglează potențialul  $P$ , până când releul anclanșează semnalizatorul optic și acustic. Operația se repetă de câteva ori. Instalația a fost încercată în cadrul laboratorului prin simularea temperaturii de  $0^{\circ}\text{C}$ , pentru pornirea motorului electropompei.

Firma Perrot (Franța) a realizat o instalație de avertizare sonoră în scop antigel (fig. 9.36.)



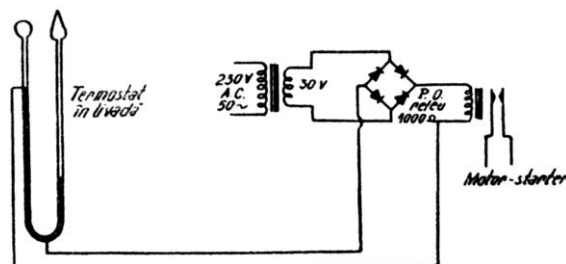
**Fig. 9.36.** Instalația Perrot pentru avertizare antigel:

A – unitatea de bază pentru controlul temperaturii; B – unitatea pentru declanșarea avertizării; C – controlul presiunii în rețea; A – 1 – termometru contactor (situat la înălțimea culturilor de protejat); 2 – contacte sudate (a – pentru avertisment preliminar la  $+1^{\circ}\text{C}$ ; b – pentru avertisment principal la  $0^{\circ}\text{C}$ ); 3 – recipient (pahar) cu apă; 4 – tub de legătură cu țesătură permeabilă – muselină; 5-6 – suport; B – 1 – sonerie (a) sau semnalizator acustic exterior (b); 2 – sursă de curent electric (rețea 220 V sau baterie de acumulatori).

*Exemple de stații pilot de aspersiune antigel.* În Anglia, la stațiunea experimentală East Mailing, pe o suprafață de  $1/5$  ha plantată cu meri (soiul Orange Peppin) s-a amenajat o instalație de aspersiune antigel. Partea centrală a suprafeței a fost prevăzută cu 8 aspersoare (cu duze de 3 mm, cu debitul de  $0,5\text{ m}^3/\text{h}$  la presiunea de  $4\text{ kg/cm}^2$ ). Fiecare aspersor acoperă 9 pomi, care însă prin poziția ce o au (față de aspersor)

primesc cantități relativ variabile de apă. Temperatura s-a măsurat cu termometre de minime din sticlă, amplasate la 1,2 m înălțime și cu termocuple racordate la un centralizator automat. Ploaia realizată s-a măsurat cu mici pluviometre ( $D_n = 5\text{ cm}$ ) amplasate în fiecare pom. Un termometru cu mercur tip Six'S, modificat, a fost amplasat în afara zonei, la înălțimea de 1,2 m.

Aceste aparate controlează, prin releu, funcționarea electropompelor (fig. 9.37). Aspersoarele pot funcționa și liber (necontrolate de termocuple), când temperatura coboară sub  $0^{\circ}\text{C}$ .

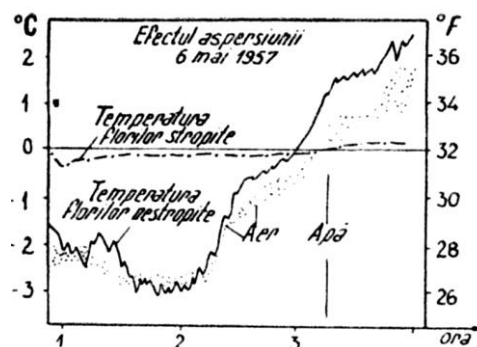


**Fig. 9.37.** Circuitul pentru controlul automat al aspersiunii (după W.S. Rogers și Irena Modlibowska).

Echipamentul de aspersiune cuprinde aspersoare corespunzătoare din punct de vedere al intensității, cu folosire și în perioada de vegetație, cu viteza de rotație de 1 rot/min, amplasate pe țevi suficient de înalte pentru a asigura și stropirea vârfurilor.

Experimentările<sup>1</sup> s-au întreprins în 5-6 mai 1957, când temperatura a scăzut la  $-2,6^{\circ}\text{C}$  iar la 1,2 m înălțime atingea  $4,2^{\circ}\text{C}$ ; viteza vântului a fost de  $0,3-0,4\text{ m/s}$ . Aspersoarele au funcționat  $5\frac{1}{2}$  ore.

Cu rezultatele obținute s-au construit curba temperaturii florilor (fig. 9.38), care arată minima înregistrată de termometre, după ce apa a început să înghețe pe ele, și curba temperaturii aerului, care arată minima înregistrată de un termometru (de sticlă), incluzând și perioada de subrăcire, și care explică de ce minima de  $-2^{\circ}\text{C}$  a apărut totuși, cu toată pluviometria ridicată.



**Fig. 9.38.** Temperatura florilor stropite, nestropite și a aerului, la 6 mai 1957 (după W.S. Rogers ș.a.).

<sup>1</sup> W.S. Rogers și Irena Modlibowska. *Lucrările Congresului al XV-lea Internațional de Horticultură*, vol. III. Nice, 1958.

În fig. 9.39 și 9.40 sunt concentrate rezultatele experimentărilor cu privire la efectul intensității ploii și al frecvenței rotației aspersoarelor asupra temperaturii.

Pagubele produse de frig, în raport cu intensitatea ploii, sunt indicate în tabelul 9.9.

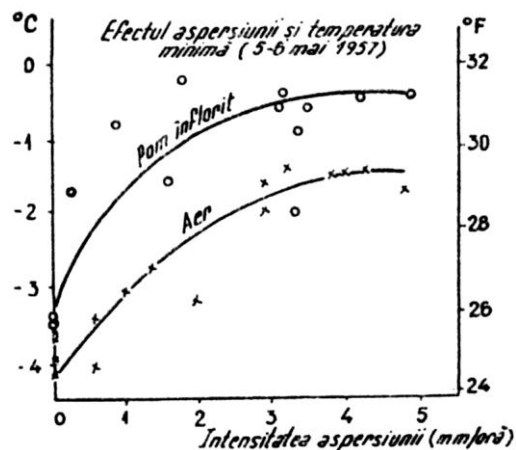


Fig. 9.39. Relațiile dintre intensitatea aspersiunii și creșterea temperaturii.

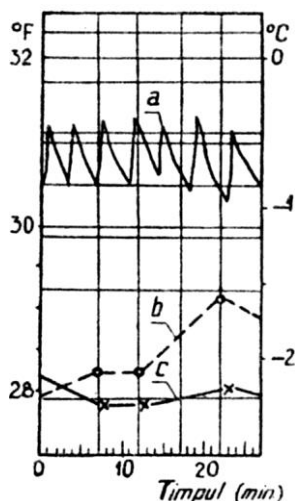


Fig. 9.40. O parte din diagrama înregistrată: a – fluctuațiile temperaturii obiectului stropit în timpul stropirii cu aspersoare cu rotație lentă; b – temperatura aerului în afara zonei; c – temperatura obiectului nestropit.

**Tabelul 9.9.** Pagubele (în %) produse de temperatura scăzută, în raport cu intensitatea ploii și stadiul de dezvoltare

Soiul de meri	Stadiul de dezvoltare	Intensitatea ploii de protecție (mm/h)				
		0-1,0	1,1 -1,5	1,6-2,0	2,1 -2,5	2,6-3,6
James Griene	muguri	77,7	32,7	7,2	0,5	0,0
		99,2	96,9	31,3	15,7	0,0
Cox's Orange Pippin	flori	95,1	76,2	37,8	9,9	0,0
		99,9	90,4	58,1	28,5	0,0

Ar fi indicată o stropire inițială pentru subrăcirea mugurilor, începând apoi stropirea la  $-1^{\circ}\text{C}$  (cu risc, chiar la  $-2^{\circ}\text{C}$ ), dar stropirea nu trebuie oprită până când

temperatura nu se ridică sigur peste  $0^{\circ}\text{C}$ . Dacă temperatura scade din nou, stropirea reîncepe de la  $0^{\circ}\text{C}$ , deoarece cristalele de gheață existente împiedică o subrăcire (W.S. Rogers).

În fosta Uniune Sovietică experimentările întreprinse (1968-1970) au urmărit aplicarea aspersiunii antigel în perioada înghețului, pentru fixarea parametrilor optimi: intensitatea ploii, viteza de rotație a aspersoarelor, schema de așezare a aspersoarelor și distanța dintre acestea, în condițiile: protejării culturilor agricole joase: tomate și pomușor negru la temperaturi de  $-2^{\circ}\text{C}$  până la  $-8^{\circ}\text{C}$ , la viteze ale vântului de 1,5-2 m/s, când înghețul se produce 4-5 ore în 2-3 nopți consecutiv.

Sistemul de irigație pentru experimentări antigel s-a amenajat [35], (1968) pe o parcelă de 2,6 ha și este format din (fig. 9.41): 6 conducte de aspersiune, amplasate la 1,5-2 m de la suprafața pământului, cu aspersoare pentru ploi de intensități mici și medii („Maids – 0,5” cu duze de 6 mm și „Monitor” cu duze de 3 mm, cu perioada de rotație de 4-5 minute, creând o ploaie de 0,03-0,11 mm/min).

Starea (efectul) protejării culturilor împotriva înghețurilor s-a evaluat după căderea florilor și fructelor la pomușorul negru și leziunea plantelor de tomate.

Controlul (observații) temperaturilor atmosferice s-a făcut din 15 în 15 minute (la suprafața solului și la înălțimile de 2; 20; 50; 150 cm). Viteza vântului s-a luat la 1,5 m înălțime.

Observațiile asupra plantelor s-au întreprins a treia zi după îngheț prin numărarea florilor la pomușoarele negre și examinarea plantelor de tomate.

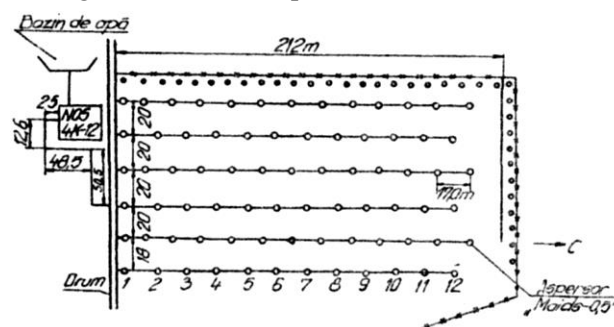


Fig. 9.41. Schema de amplasare a sistemului de aspersiune în Stațiunea experimentală „BHUUMUT – II” (dimensiunile în m).

În perioada de vegetație a culturilor agricole, pe durata experimentărilor, au fost înregistrate 5 înghețuri în 1968, 1 îngheț în 1969, și 3 înghețuri în 1970. Temperatura atmosferică a coborât până la  $-2^{\circ}\text{C}$ ; viteza vântului nu a depășit în general 1 m/s, iar durata maximă a înghețurilor a fost de 5 ore.

Rezultatul experimentărilor arată că:

a) recolta pomușoarelor din parcelele protejate de îngheț a fost de 1,5-2 ori mai mare decât recolta din parcelele neprotejate (de control);

b) întreaga masă de tomate a ajuns la maturitate în parcelele protejate antigel (prin aspersiune), în timp ce în parcelele de control (neprotejate) s-au înregistrat pierderi de recoltă de 11% și vătămări la 35% din plante, la temperaturi de  $-1^{\circ}\text{C}$ ;  $-1,6^{\circ}\text{C}$ .

Experimentările întreprinse în regiunea Moscovei au urmărit și efectul umidității solului la procesul de protecție antigel.

Cu toate că în majoritatea timpului umiditatea solului a fost la nivelul capacității de câmp, solul fiind rece, intensitatea aspersiunii de  $0,8-0,09\text{ mm/min}$  (cu o normă de irigație ce a variat între  $1070\text{ m}^3/\text{ha}$  în 1968, până la  $60\text{ m}^3/\text{ha}$  în 1969) nu a provocat influențe negative asupra culturii de pomușoare. În schimb, la parcelele cu tomate, udările antigel din mai 1970, administrate cu intensități mici ( $i = 0,09\text{ mm/min}$  și norme de udare de  $100, 200, 230\text{ m}^3/\text{ha}$ ) au condus la încetiniri în dezvoltare și chiar la moartea plantelor (la tomate).

Această experimentare a demonstrat necesitatea diferențierii pluviometriei (pentru regiunea Moscova):

–  $t_{opt} = 0,03-0,05\text{ mm/min}$  pentru tomate;

–  $t_{opt} = 0,03-0,1\text{ mm/min}$  pentru pomușoare negre, cu diametrul picăturilor de ploaie între  $0,5-1,6\text{ mm}$ .

La înghețurile advective, cu temperatura atmosferei de  $-3^{\circ}\text{C}$  și  $V_v = 0,6\text{ m/s}$  s-a creat un regim satisfăcător de apărare a plantelor cu ajutorul aspersoarelor „Maids – 0,5”, cu perioada de rotație de  $4-5\text{ min}$ .

La viteze ale vântului de  $3,7-4,3\text{ m/s}$  și temperaturi de  $-1,5^{\circ}\text{C}$ , aspersiunea antigel realizată cu  $i = 0,11\text{ mm/min}$  nu a avut efectul așteptat.

Pentru evitarea costurilor ridicate de construcția S.I. (îndeosebi legat de sursa de apă) și de prevenire a degradării terenurilor prin înmlăștinare (în condițiile nordice – regiunea Moscova) s-a căutat să se realizeze ploile antigel cu minimum posibil de apă, în condițiile date ale intensității (fig. 9.42 și 9.43).

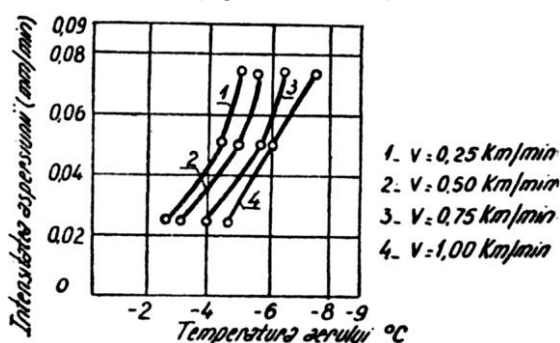


Fig. 9.42. Intensitatea minimă admisibilă a ploii antigel la culturile agricole în funcție de temperatura atmosferică și rotația aspersoarelor.

**Concluzii la capitolul 9.1.** Materialul bibliografic prezentat arată, cu suficientă siguranță, efectul de protecție antigel pe care îl poate avea irigația prin aspersiune aplicată în condițiile necesare.

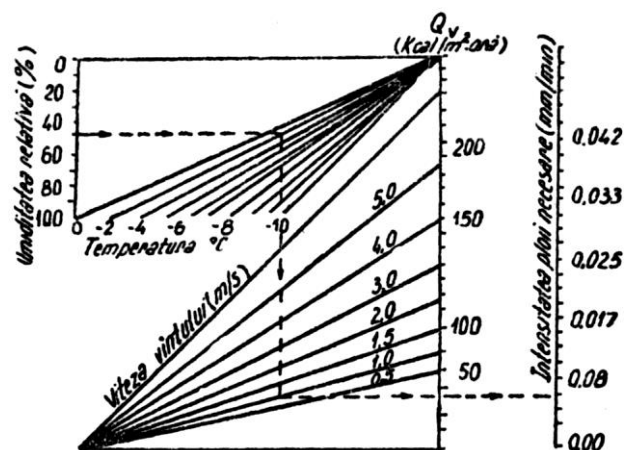


Fig. 9.43. Nomogramă pentru determinarea intensității ploii antigel în funcție de condițiile meteorologice ( $Q_v$  = cantitatea de căldură pierdută în cazul înghețului, care trebuie compensată prin ploaie).

Limitele de funcționalitate ale instalațiilor fiind însă destul de variate de la un cercetător la altul și de la o stațiune la alta (de exemplu USA și fosta Uniune Sovietică), ca și condițiile naturale în care se aplică, apare necesar ca pentru anumite zone să se fixeze condițiile tehnice și de exploatare optime prin experimentări.

Fixarea parametrilor construcției și a celor funcționali legați de: pragurile de protecție, intensitatea ploii, viteza de rotire a aspersoarelor, volumul de apă ș.a. – cum rezultă din capitolul 9.1 – sunt probleme ce se studiază în cadrul platformei experimentale a Laboratorului de irigații și drenaje al Catedrei noastre de Hidraulică și hidroameliorații.

În România s-a început acțiunea de amenajări de irigații în scop antigel în diferite stațiuni și ferme. Astfel, în anul 1971 T.C.I.F. Galați a executat la I.A.S. Florești – Focșani o asemenea amenajare pentru protecția plantațiilor.

Ultima concluzie, care încadrează conținutul capitolului în structura acestui tratat, este aceea că „tehnica irigației antigel” nu poate fi concepută la scară mare decât în cadrul unui S.I. complet automatizat.

## 9.2. IRIGAȚIA PRIN PICURARE<sup>1</sup>

### 9.2.1. ASPECTE PRIVIND DEZVOLTAREA METODEI ÎN DIVERSE VARIANTE, CARACTERISTICI ȘI CONDIȚII DE APLICARE

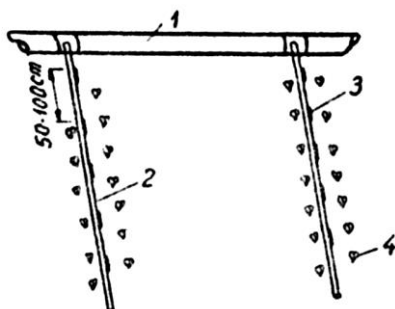
**Generalități.** Irigația prin picurare s-a introdus inițial după anul 1948, cu o largă întrebuințare a tubu-

<sup>1</sup> Această metodă fiind nouă în țara noastră și în curs de dezvoltare pe scară mare pe plan mondial, va fi prezentată mai pe larg.

rilor perforate și a presiunilor joase (de 1 at). Problemele acestei metode constau în menținerea fluxului lent de picături și în combaterea înfundării perforațiilor, fără să se depășească cheltuielile eficiente din punct de vedere economic.

Folosirea tuburilor perforate, la început în Israel, a fost de fapt germenul aplicării acestei metode de udare și în alte țări. Pornind în anul 1951 de la subirigația în agricultură, Celestre folosește conductele perforate opt ani mai târziu, în Italia. În Australia, primele experiențe cu privire la irigația prin picurare au fost realizate în anul 1965, iar amenajările s-au extins de la 1200 ha în 1970, la 5400 ha (dintre care 4000 ha livezi) în anul 1972. În Anglia, suprafețele ocupate de amenajările prin picurare erau de 1400 ha (1972) dintre care 1200 ha în sere. S.U.A. avea (1972) o suprafață cu sisteme de irigare prin picurare de 4200 ha, iar Republica Sud-Africană avea în 1971 sisteme pe 1200 ha. Noua metodă de udare s-a aplicat cu succes și în țări, ca: Japonia, Tunis, Noua Zeelandă și Mexic. În majoritatea țărilor, sistemele de irigație prin picurare s-au adaptat pentru terenuri nisipoase sau de deșert.

Udarea localizată, prin conducte fixe perforate, este un procedeu care a fost reînnoit în Franța în anul 1968 de către un grup de tehnicieni de la Compania națională pentru amenajarea Rhônului Inferior și a Languedoc-ului. Sistemul se bazează pe debitarea conductelor perforate în rigole săpate în sol, paralele cu rândurile plantațiilor (fig. 9.44). Conductele sunt imobilizate pe fundul rigolei prin mici baraje de pământ, care delimitează atâtea biefuri câte perforații comportă conducta. Fiecare perforație are un ajutor calibrat, echipat cu un manșon sparge-jet (fig. 9.45).



**Fig. 9.44.** Amplasarea instalației de picurare: 1 – conductă de aducțiune; 2 – conductă de udare; 3 – duză de picurare; 4 – rând de plante.

În Israel, metoda de udare prin picurare a fost îmbunătățită de însuși pionierul ei, inginerul I. Blass. Pe cele 4000 ha se folosesc conducte de distribuție cu picurătoare, care se cuplează la tuburi de plastic de diametre mai mici, la distanțe de 50-100 cm.

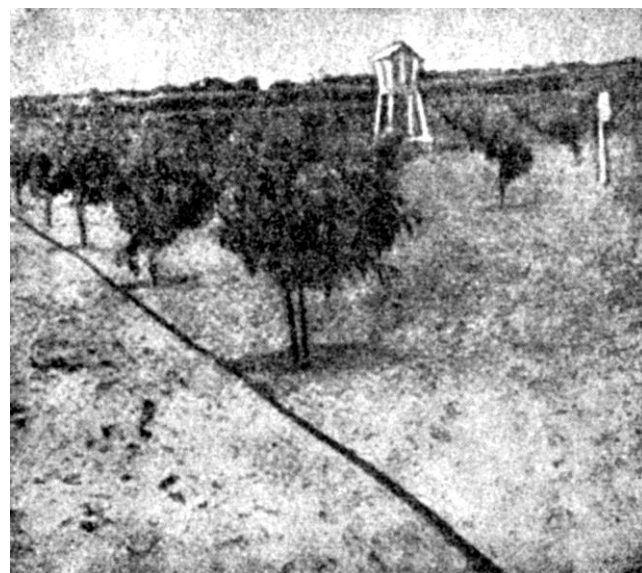
Pentru mărirea pierderilor de sarcină, apa parcurge un traseu în spirală, până când iese sub formă de picături.



**Fig. 9.45.** Detaliu – conductă de udare cu manșon de protecție.

Fiind o metodă relativ nouă, ea se află încă în fazele experimentării în anumite țări. Spre exemplu, în Italia se fac experimentări la Institutul de hidraulică de la Universitatea din Pisa (Prof. P. Celestre) asupra unor plantații de palmieri tineri. Un aport deosebit în studiul noii metode asupra legumelor l-au avut prof. D. Goldberg și cercetătorul M. Shmueli (Israel).

Noua metodă de udare prin picurare și-a găsit răsunet și în țara noastră și pentru început se fac studii asupra amenajărilor din Stațiunile experimentale Bechet (fig. 9.46) (dr. ing. N. Grumezea) și Murfatlar. Rezultatele obținute sunt promițătoare și din această cauză s-a proiectat un sistem de irigare prin picurare lângă Bârlad, care pe lângă scopul productiv, va avea și rol antierozional.



**Fig. 9.46.** Udarea prin picurare pe nisipurile de la Stațiunea experimentală Bechet.

Irigația prin picurare este constantă și continuă. Se deosebesc 6 variante (tehnici), care diferă prin mărirea suprafeței de irigat și timpul de udare.



1. *Metoda udării continue.* Metoda asigură continuitatea udării terenului (în timpul de udare) și a fost aplicată pe stadionul olimpic din Roma și în sistemele de irigație din polderele olandeze.

2. *Metoda fracționată.* În cadrul acestei metode, alimentarea cu apă este fracționată în spațiu și continuă în timp. Conductele au diametre mici și sunt amplasate la suprafața terenului sau la 5 cm sub nivelul terenului, fiind mobile, în sensul că pot fi transportate dintr-un loc în altul. Terenul nu necesită nivelare sau alte lucrări pregătitoare, iar la pante mai mari, este suficient să se amplaseze conductele pe curbele de nivel.

3. *Metoda localizată.* Irigația este continuă în spațiu, dar discontinuă în timp. Metoda are avantajul la udarea pomilor fructiferi, pentru că reduce, în multe cazuri, cantitățile de apă distribuite prin alte metode, costul instalației rețelei și a stației de pompare. Costul pe ansamblu se reduce datorită diametrelor mici ale conductelor și utilizării de instalații automate.

4. *Metoda de reținere.* Metoda este discontinuă în spațiu și în timp. Principiul metodei constă în reținerea apei ce revine la o anumită suprafață în rezervoare mici de 50-300 litri și distribuirea ei în rigole, prin intermediul conductelor. Recipientul se umple încet în timpul  $t$  cu un debit  $q$ . După umplerea sa, se găsește la timpul  $T$  un debit  $Q$ .

$$Q = q \left( 1 + \frac{1}{T} \right) \quad (26)$$

unde  $T < t$ ,  $T$  fiind timpul de golire, iar  $t$  timpul de umplere.

Instalațiile mecanice pentru golirea recipientului au fost evitate, pentru că sunt complicate și se uzează repede și au fost înlocuite cu instalații automate, care sunt simple și au o funcționare sigură.

5. *Metoda prin stropire.* Distribuția apei este discontinuă în spațiu și timp, și se face prin țevi perforate. Avantajul metodei este că asigură un debit continuu mai mare decât la celelalte metode.

6. *Metoda cu recipient.* Această metodă are o discontinuitate mai mare decât metoda 4 și recipientul nu numai că colectează apa, dar o și distribuie cu o presiune constantă în rețeaua de distribuție. Metoda a fost experimentată de Pietro Celestre la Universitatea din Pisa și aplicată în anul 1984 pe suprafețe mici în S.U.A. (California).

Un adevărat interes îl are irigația prin picurare localizată, care face udarea de la înălțimea fiecărei plante prin orificii statice, orientate spre plantă. Apa curge lin, cu un debit la orificiu de 2 l/h.

**Consumul de apă.** Consumul de apă depinde în mare măsură de felul culturilor, textura solului, intensitatea vântului, temperatura aerului, precipitații.

De obicei, experimentările s-au efectuat pe terenuri nisipoase și aride, unde nu există influența precipitațiilor.

Chiar și sistemele de irigație prin picurare care există astăzi pe suprafețe ceva mai mari, sunt amplasate pe terenuri aride ale Australiei, Californiei (SUA) sau Israelului, iar consumul de apă depinde foarte mult de factorii atmosferici, mai puțin de precipitații. Datorită texturii nisipoase, influența precipitațiilor este foarte mică, datorită vitezelor mari de infiltrație a apei în sol.

În studiul consumului de apă rezultat în urma mai multor experimentări, profesorul Goldberg arată că metoda de udare prin picurare este foarte avantajoasă, deoarece consumul de apă este mic. În comparație cu irigația prin aspersiune, consumul de apă în irigația prin picurare se reduce la jumătate sau chiar mai mult.

În cazul irigației prin picurare, evaporația este mult redusă, datorită suprafeței mici udare (fig. 9.47). Pentru că udarea se face picătură cu picătură, suprafața umectată în jurul plantei se întinde pe o rază de câțiva centimetri și deci suprafața de evaporație este mult mai redusă decât dacă s-ar uda toată suprafața cultivată prin aspersiune sau brazde [53].

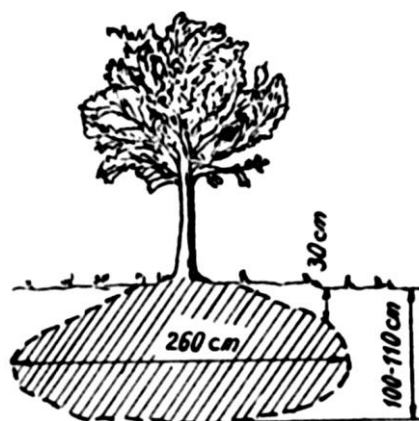


Fig. 9.47. Contur tipic al umectării prin picurare.

Experiențele efectuate de D. Goldberg și M. Shmueli arată că, datorită distribuirii apei sub formă de picături, infiltrația apei chiar în terenuri nisipoase este redusă. Folosind metoda de udare prin picurare, umiditatea solului se menține în limitele intervalului activ, astfel că apa nu poate trece cu ușurință într-o mișcare gravitațională care să producă infiltrația intensă. Pentru ușurarea calculelor, infiltrația se, consideră practic nulă față de evaporație. Din această cauză, atenția specialiștilor se îndreaptă mai ales spre studiul evaporației, în cazul irigației prin picurare, și cum evaporația depinde de mulți factori, studiul ei încă nu este definitivat la această metodă.

Din experiențe [42...47] rezultă că, în cazul irigației prin picurare, consumul de apă este mult redus, avantaj de o considerabilă importanță pentru țările cu slabe resurse de apă. Agricultură unei țări impune un consum mare de apă și reducerea acestui consum duce la economii considerabile. Din această cauză ne dăm



seama de perspectivele ce le are metoda irigației prin picurare în cadrul economiei naționale.

#### Costul amenajărilor (analiză comparativă).

Costul unei instalații de irigație prin aspersiune este principalul dezavantaj pe care această metodă îl prezintă deocamdată. Totuși acest cost nu este cu mult mai mare decât cel al sistemului de irigație prin scurgere la suprafață, dacă se iau în considerație lucrările necesare asupra pământului, transportul, distribuția și rețelele de drenaj (în cazul scurgerii la suprafață).

Admițând valoarea investițiilor pentru sistemul de irigație prin aspersiune în S.U.A între 750 și 1000 dolari pe hectar, sistemul de irigare la suprafață prin scurgere liberă, sistem cu o eficiență remarcabilă, costă comparativ în jur de 700 de dolari pe hectar [42...47].

În cazul irigației prin picurare, prețurile sunt în strânsă concordanță cu numărul tuburilor de distribuție plasate în zona de irigat, cu lungimea acestor tuburi pe suprafața de un hectar și mai ales cu instalațiile de filtrare a apei. Specialiștii în acest domeniu estimează valoarea proceselor și utilajelor de filtrare a apei la 10-15% din valoarea investiției totale. Este vizibilă ideea utilizării în cadrul sistemelor de irigații prin picurare a apei fără impurități, deoarece procesele de desfundare a duzelor și curățire a rețelilor de aducțiune și rampelor de distribuție ridică mult valoarea unui hectar irigat prin această metodă.

Dacă se ține seama de calitatea apei din pânzele freatice, puțurile forate vor putea fi socotite surse optime de alimentare a sistemelor de irigații prin picurare.

Costul unui hectar irigat prin picurare poate ajunge și de 2-5 ori mai mare decât costul unui hectar irigat prin aspersiune sau brazde.

Deși la prima vedere s-ar părea nerentabilă utilizarea acestui sistem, totuși trebuie observat faptul că pe timpul perioadei de exploatare irigarea prin picurare nu necesită o serie de lucrări, cum ar fi refacerea brazdelor în fiecare an (la irigația prin brazde) sau nivelarea terenului, reduce numărul de pliviri în timpul perioadei de vegetație și altele. Inconvenientul principal este pericolul de obturare a secțiunilor conductei de distribuție sau a orificiului duzei, pericol care se înlătură încă de la construirea sistemului, prin instalarea filtrelor sau prin impunerea condițiilor de exploatare cu apă fără impurități. Un pericol al obturării secțiunilor apare și la aspersiune, dar ținând cont că diametrul pe rețea este mai mare decât la udarea prin picurare, sistemul se înfundă (dacă nu se iau măsuri curative) după o perioadă mai mare de timp.

Ținând seama că obturarea orificiilor duzelor se face și datorită rădăcinilor plantelor s-au pus la punct diferite tipuri de picurătoare, care elimină această deficiență, ba mai mult, prin lungimea și forma lor măresc pierderile de sarcină și apa se distribuie numai sub

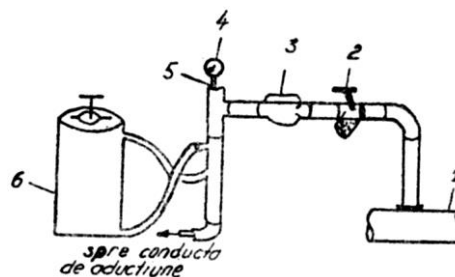
formă de picături fine, care nu produc eroziunea solului la suprafață.

**Folosirea polivalentă a udării.** Un sistem de irigație bine pus la punct comportă atât utilaje moderne cât și metode agrotehnice noi. Se știe că nu este suficientă distribuirea apei la cerere, ci trebuie adăugate o serie de îngrășăminte organice sau minerale, insecticide și multe alte soluții antiparazitare, în anumite concentrații.

În metodele cunoscute și utilizate de mai mult timp la noi în țară, aplicarea îngrășămintelor și insecticidelor se face, de obicei, separat de udare. Acest lucru se explică prin faptul că distribuirea în același timp a apei și îngrășămintelor sau insecticidelor cu o anumită concentrație necesită cantități mari de astfel de substanțe, pentru că este greu de a menține o concentrație anumită la normele mari de udare. Un alt inconvenient ar fi la irigarea prin aspersiune, pentru că se folosesc conducte metalice sub presiune și substanțele active atacă repede metalul, producând pagube.

Caracterul polivalent al udării se observă foarte bine la irigarea prin aspersiune și cuprinde udarea de pigmentare, de fertilizare, de protecție împotriva înghețurilor, de protecție fitosanitară, de climatizare (umezirea și răcorirea atmosferei).

O tendință a folosirii polivalente se remarcă și la udarea prin picurare, mai ales la metoda localizată. Instalația cuprinde un recipient de fertilizare, care poate fi utilizat și pentru protecția fitosanitară (fig. 9.48) [44] și cu ajutorul căruia distribuția îngrășămintelor în profilul solului este foarte bună în zona activă.



**Fig. 9.48.** „Capul” conectat la rezervorul principal de apă:  
1 – conducta principală; 2 – supapă filtru; 3 – apometru;  
4 – indicator de presiune; 5 – cuplaj rapid; 6 – aparat de fertilizare.

Se remarcă [44] faptul că la udarea prin picurare cantitățile de îngrășămintă aplicate sunt de 4-5 ori mai reduse, față de cantitățile folosite la udarea prin brazde sau aspersiune. Specialiștii arată că cheltuielile se reduc de 2-3 ori. La fel, consumul de produse fitosanitare se reduce de 3-4 ori la metoda de udare prin picurare, iar odată cu el scad și cheltuielile de aplicare a insecticidelor și erbicidelor.

**Domeniul de folosință al metodei.** Majoritatea experimentărilor s-au efectuat pe terenuri nisipoase și

aride, unde evaporația este foarte ridicată, iar precipitațiile sunt practic nule. În urma acestor experiențe s-au tras o serie de concluzii și s-au analizat factorii naturali și social-economici care să indice cele mai favorabile situații pentru aplicarea udării prin picurare.

**Clima.** Deși metoda de udare prin picurare are aplicații mai mult în zonele aride, totuși se poate utiliza și în zone cu climat moderat.

Avantajele metodei sunt mai bine puse în evidență în condiții de precipitații reduse, temperaturi ridicate, vânturi frecvente, cu o intensitate mai mare de 3-4 m/s. Față de aspersiune sau scurgere la suprafață se înregistrează consumuri reduse de apă (prin reducerea consumului neproductiv – evaporația la suprafață, terenului) și mai bune condiții tehnice de funcționare.

În zonele cu climat moderat, menținerea unui climat mai cald la suprafața terenului favorizează creșterea transpirației plantei, deci și creșterea transportului de substanțe nutritive în plantă, și grăbește coacerea.

**Solul.** La irigarea prin picurare este umezit numai profilul de sol pe care se află plantele. Viteza de mișcare a apei în sol și tensiunea solului umezit sunt în funcție de tipul solului și de viteza de descărcare. Lățimea finală a zonei umede, paralelă cu rândul de duze, este o funcție a relației între cantitatea de apă aplicată și cea evaporată și tipul solului. S-au făcut cercetări privind stabilirea regimului cantității de apă care să satisfacă această funcție. Când irigarea prin picurare este aplicată cu o anumită viteză de descărcare, este posibilă obținerea unei zone definite în apropierea duzei în care condițiile de creștere sunt optime.

Experiențe în această direcție s-au făcut pe loturi experimentale situate în deșert, unde textura solului a fost nisipoasă până la argilo-nisipoasă (tab. 9.10) [46].

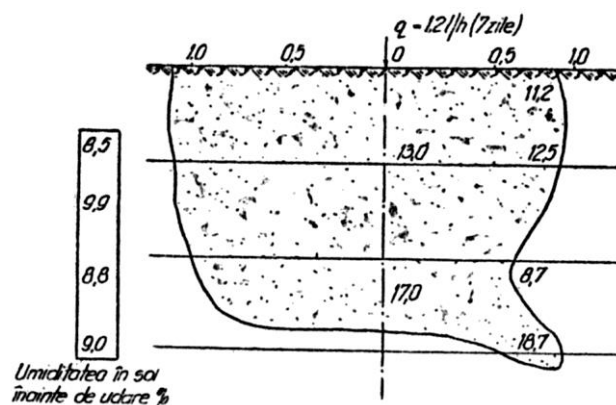
**Tabelul 9.10.** Proprietățile caracteristice ale solului

Adâncimea solului [inci]	Textura	pH din extrasul saturat	CaCO <sub>3</sub> [%]	CaSO <sub>4</sub> [%]	Conținutul de umiditate din capacitatea câmpului [% din volum]
0-12	nisip	7,7	16,3	urme	12
12-24	nisip	7,9	15,8	0,07	13
24-38	argilă	8,2	19,2	0,57	18
38-48	nisip argilos	8,1	17,2	0,24	15
48-80	nisip	8,2	13,1	0,11	12

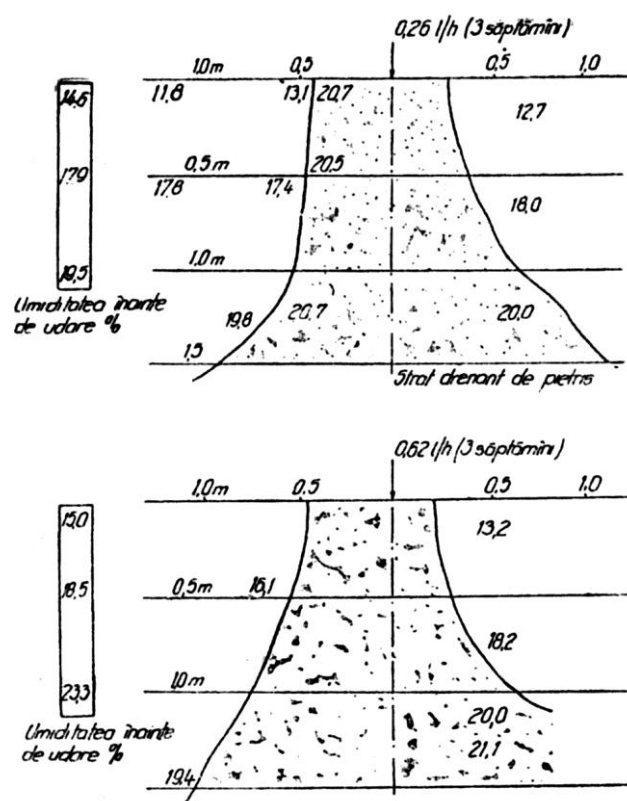
1 inch = 25,4 mm

Caracteristicile hidrofizice ale solului pot avea, în unele cazuri, o primă importanță. Existența unui sol cu permeabilitate ridicată presupune un pericol de pierdere a apei în profil, prin percolarea stratului activ. Udarea se face cu norme mici și dese, care pot fi aplicate fie prin picurare, fie prin aspersiune, folosind o

amenajare de tip permanent sau semipermanent. Și în cazul unor soluri mai puțin permeabile, udarea prin picurare se poate aplica cu succes, obținându-se unele reduceri de investiție necesare amenajării, legate de creșterea razei de influență (mărimea bulbului de umectare). Pentru diferite soluri, bulbul de umectare depinde și de debitul duzei și se prezintă ca în figurile 9.49 și 9.50.



**Fig. 9.49.** Bulbul de umiditate într-un sol aluvionar în nisipuri fine.



**Fig. 9.50.** Bulb de umectare în teren nisipo-lutos.

O concluzie la primii doi factori arată că din punct de vedere climatologic, irigarea prin picurare se face când evaporația este mare. Din punct de vedere al solului, irigarea se face în special în condiții de sol nisipos, cu apă salinizată și fertilitate scăzută.

În general, pentru culturile de legume care au rădăcini mai mici, interesează caracteristicile solului pe o adâncime de 20-30 cm, unde se află proporția cea mai mare din masa radiculară. Pentru livezi sau podgorii se studiază un strat mai gros de sol.

**Cultura.** Experiențele care s-au făcut în Israel, SUA sau Australia scot în evidență și importanța acestui factor. Irigarea prin picurare s-a aplicat pe plantațiile de cafea, banane, citrice, pe terenuri cu porumb, castraveți, tomate și ardei, ba chiar și în sere cu flori. În una din experiențe s-a studiat în seră efectul irigației prin picurare asupra garoafelor roșii din soiul Red Sim și s-a observat o creștere viguroasă și înflorire timpurie a florilor. Cercetările asupra unei podgorii tinere cu viță de vie au arătat aceeași influență a intervalelor de udare și a debitului asupra recoltelor de struguri. Mai multe experiențe s-au efectuat asupra legumelor, care sunt mari consumatoare de apă și la care timpul de experimentare este mai scurt.

Ținând seama de investițiile ridicate necesare amenajării, metoda de udare are aplicații la culturile intensive în rânduri rare. Se observă că irigarea prin picurare este folosită în livezi, plantații, legumicultura, podgorii, câpșunerii, legumicultura de seră, floricultura.

Datorită ușurinței în exploatare s-au făcut unele încercări și la culturile de porumb.

Se caută astăzi o modalitate de utilizare a irigației prin picurare și la alte culturi care necesită cantități mari de apă, astfel ca să se reducă din normele mari de irigație necesare în aplicarea metodei de udare prin aspersiune sau brazde.

**Relieful.** Udarea prin picurare are un domeniu de aplicare mai larg decât udarea prin aspersiune sau brazde, în ceea ce privește panta terenului. Conducele de aducțiune și rampele de distribuție urmăresc neregularitățile terenului, astfel că nu este nevoie de nivelare. Udarea prin picurare se poate aplica până la pante egale cu cele pe care se însămânțează culturile. Relieful nu trebuie să fie totuși deosebit de accidentat și, în cazul culturilor în pantă, rampele de udare se așază paralel cu curbele de nivel (este cazul podgoriilor).

În alegerea direcției de amplasare a conductei de udare trebuie avută în vedere asigurarea unei presiuni aproximativ constante în conductă. Abaterile care se admit în conductă sunt de 10% din presiunea din rețea.

Figura 9.51 prezintă o imagine a zonei de deșert cu teren nisipos, considerat necultivabil. Prin aplicarea udării prin picurare, acest teren dă producții mari la culturile de pepeni galbeni (fig. 9.52).

Rezultă că relieful de deșert, cu nisipuri până acum nefolosite, poate avea totuși o eficiență economică, obținându-se diferite recolte la diferite culturi prin aplicarea acestei tehnici de irigare.



Fig. 9.51. Teren de deșert înainte de cultivare și irigare [49].



Fig. 9.52. O cultură de pepeni galbeni după irigare pe același teren [49].

**Hidrogeologia.** Importanța acestui factor crește la zonele cu nivel freatic apropiat de suprafață (regim hidrologic percolativ-exudativ), care cer un strict control al distribuției apei. În acest caz, udarea prin picurare asigură nu numai o distribuție riguroasă a apei, dar în cazul unei mineralizări a apei freactice și a solului, poate asigura diluția corespunzătoare a soluției solului (apa de irigație fiind de bună calitate), convenabilă dezvoltării culturii. Poate că debitul mic al duzelor nu ar contribui atât de mult la ridicarea în timp scurt a nivelului freatic, dar ținând seama că în irigația prin picurare se folosesc și ape cu diferite grade de salinitate (unele chiar cu salinitate ridicată), pericolul salinizării secundare a solurilor este foarte mare, dacă stratul freatic este aproape de suprafață.

Experiențele efectuate [42] în deșert, pe soluri nisipoase, nu pun problema pericolului ridicării nivelului freatic, deoarece acesta se află la adâncime mare. Dacă această metodă de udare se aplică la noi în țară, trebuie să se țină seama de pericolul ridicării nivelului freatic. În ce privește pericolul salinizării secundare, la

noi în țară trebuie să se irige numai cu apă de bună calitate, iar pe solurile nisipoase, se poate admite un anumit grad de salinitate al apei numai în cazul când stratul freatic se află la o adâncime mare față de suprafață.

**Forme de repartiție a apei în sol.** Se cunoaște faptul că în metoda de udare prin picurare îngrășămintele solubile sunt dizolvate și distribuite pe teren odată cu apa de irigat. Din această cauză, studiul repartiției apei în sol se referă și la studiul distribuției sărurilor pe profilul solului.

Numeroasele cercetări pentru stabilirea relației apă-sol au fost făcute în Israel, iar rezultatele obținute se referă doar la caracteristicile solului din acele locuri.

În figura 9.53 se prezintă (D. Goldberg) în rezumat distribuția umidității și substanțelor minerale în profilul solului între două duze de picurare. Concentrația de săruri solubile (incluzând pe cele aduse prin fertilizare) este mare aproape de suprafața solului, în special la mijlocul intervalului dintre duze. Concentrația are tendința de creștere graduală dacă conținutul de sare din sol sau apă este ridicat și dacă fronturile de umezeală dintre două duze se întâlnesc la o adâncime critică. Această tendință rezultă în punctul superior de contact al fronturilor de umezeală, iar mișcarea descendentă a apei are intenția de filtrare a unei părți din surplusul de săruri. Dacă capacitatea de infiltrație a solurilor este mare și mișcarea laterală a apei este mică (ca la solul nisipos), devine esențială o micșorare a spațiului dintre duze.

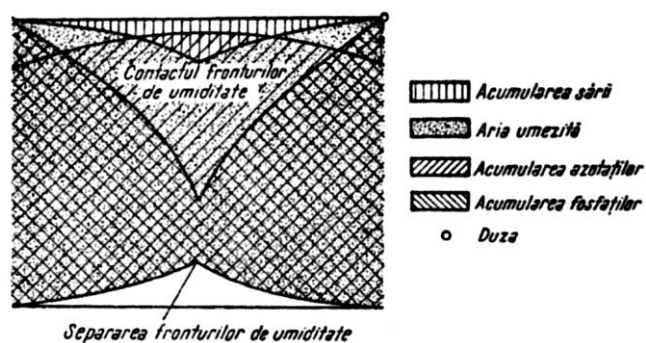


Fig. 9.53. Distribuția umidității și substanțelor minerale în profilul solului, între două duze de picurare.

Pentru că azotul și fosforul nu sunt egal solubilizate, se spune că nu pot fi uniform distribuite în sol prin aceeași metodă de udare. Mișcarea fosforului împreună cu apa este limitată, în timp ce azotul se mișcă ușor. În plus, densitatea rădăcinilor în apropierea duzelor ar putea reduce concentrația de azot. Îmbunătățirea distribuției fosforului arată un rezultat de reducere a conținutului de azot în zona radiculară. În concluzie, rezultă că acele elemente de mică solubilitate sau acele care sunt insolubile în contact cu solul nu pot fi aplicate prin udarea prin picurare (duze și conducte perforate).

Într-una din experiențe s-a făcut (D. Goldberg) o comparare între calitatea diferitelor ape de irigare folosite la metodele de udare prin aspersiune și picurare. Culturile cercetate au fost tomatele, cu o perioadă de creștere între lunile octombrie și mai (Israel) iar rezultatele obținute sunt date în tabelul 9.11 [42].

Se observă că producția cu apă salinizată este aproape egală cu producția obținută cu apă nesalinizată, în cazul irigației prin picurare. Concentrația în cloruri a fost de 60 g/l [42].

**Tabelul 9.11.** Influența salinizării apei asupra producției de tomate

Metoda de udare	Producția (t/acre)	
	Apă salinizată 3000 mmho/cm	Apă nesalinizată 400 mmho/cm
Aspersiune	15,72	20,80
Picurare	25,96	26,68

În altă experiență s-au efectuat [42] determinări pentru examinarea aspectului salinității la o podgorie irigată doi ani prin metoda picurării. Viteza de creștere a viței de vie a fost de cinci ori mai mare decât aceea a unei vii irigate prin scurgere la suprafață.

Din examinarea salinității unui lot de viță de vie, profilul soiului poate fi împărțit în trei zone: o zonă la suprafață, în care salinitatea crește în direcția orificiilor de picurare și în direcția suprafeței solului, o zonă intermediară mai largă, în care valorile salinității cresc de la mici la medii și o zonă mai joasă, în care salinitatea crește cu adâncimea solului și cu distanța de la duze.

Factorul principal al salinității în zona superficială este evaporatia de la suprafața solului, acest fenomen producându-se în principal în zona cea mai apropiată de saturație din vecinătatea duzelor.

Profilul salin al solului este arătat în figura 9.54 [42]. Valorile salinității solului sunt luate la o temperatură de 25°C, la data de 7.12.1966, la 1,5 zile după udare. Orificiile aveau debitul egal cu 1,54 galon/h<sup>1</sup>.

Diferențe nete pot fi observate și în valorile salinității pentru un lot cu porumb, în special în stratul superior de 4 inci grosime (fig. 9.55) [45].

**Accesibilitatea apei în sol pentru plante.** Între anii 1965-1968 s-au efectuat experiențe în condiții de deșert [42] asupra unor culturi de legume. S-a observat că rădăcinile plantelor de ardei erau concentrate în acele zone unde solul era cel mai umed; într-adevăr, 90% din rădăcini (pe bază de cântărire) au fost găsite de la 0 la 8 inci adâncime. Nici un fel de rădăcini nu au fost găsite la adâncime mai mare de 1 picior sau la o distanță mai mare de 1 picior de la linia de umectare. Se pare că adâncimea de la 0 la 1 picior este stratul critic pentru ardeii crescuți în condițiile irigației prin picurare.

<sup>1</sup> 1 galon = 3,8 l.

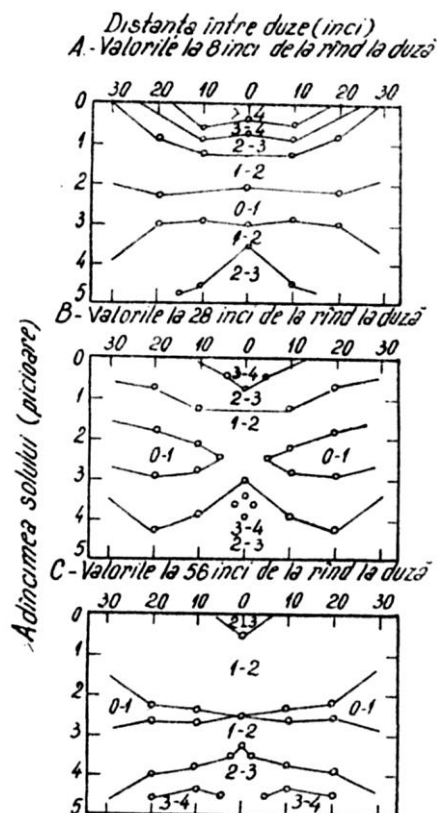


Fig. 9.54. Profilele solului salinizat într-o vie tânără irigată prin picurare (1 inci = 2,54 cm; 1 picior = 0,304 m). Cifrele reprezintă salinitatea în millimhos/cm.

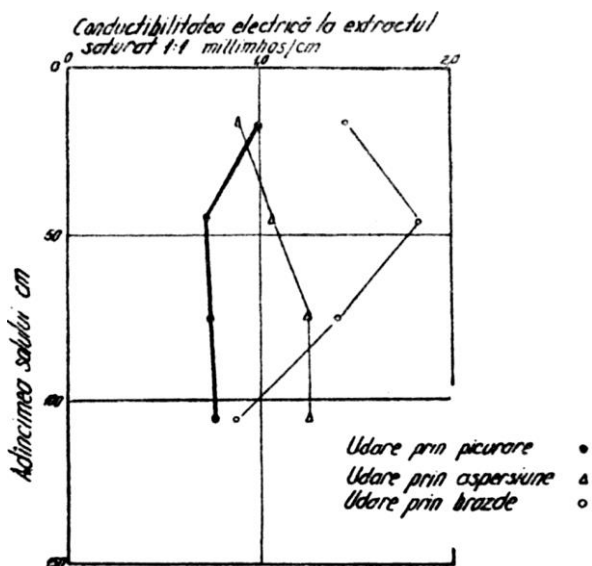


Fig. 9.55. Profilul salinizat la cereale (porumb) la irigația prin picurare, aspersiune și brazde.

Rădăcinile au tendința să se concentreze într-o zonă cu o valoare joasă până la medie a salinității.

Date despre importanța umidității la cultura de pepeni galbeni sunt expuse în figura 9.56 [42]. În această figură, fiecare punct reprezintă o medie a două sau trei citiri pentru diferite perioade de creștere. Tensiunea umidității găsită la udarea prin picurare variază

de la 20 până la 45 centibari. Rezultă că o mare parte din perioada dintre udări tensiunea umidității solului ajunge la capacitatea de câmp sau echivalentul de umiditate, de exemplu în jur de 30-35 centibari. În toate cazurile, conținutul de umiditate nu a ajuns în nici un punct la saturație. În figura 9.56 se poate urmări fluctuația tensiunii umidității în sol la pepenii galbeni, în stratul de sol de la suprafață, udat prin picurare și aspersiune.

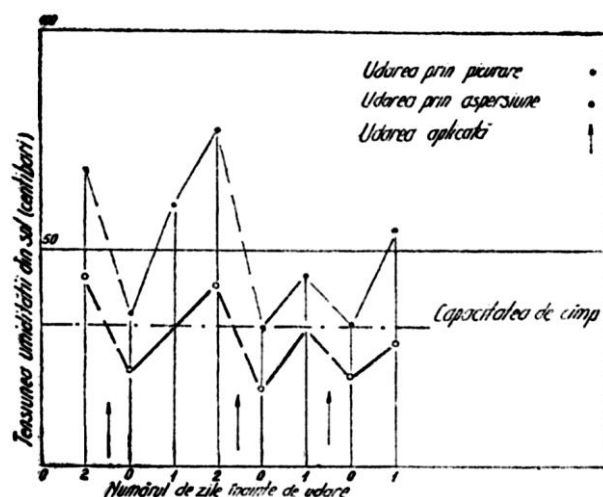


Fig. 9.56. Fluctuația umidității din sol pentru pepene galben la diferite metode de irigare.

Metoda de udare prin picurare se folosește pentru a asigura plantelor o cantitate de apă la intervale scurte, uneori chiar zilnice. Se împiedică, în acest fel, acumularea de săruri în sol și creșterea tensiunii osmotice în intervalul dintre udări.

Udarea prin picurare permite folosirea apei cu un anumit grad de salinitate.

Tot în condiții de deșert s-au făcut încercări de udare cu apă de diferite calități asupra culturilor de porumb. S-a irigat prin aspersiune și picurare, iar conductivitățile electrice ale apei au fost 100, 3000 și 4500 mmho/cm. Gradul de creștere al porumbului irigat prin picurare și cu o apă având un grad de salinitate mare a fost mai ridicat decât în cazul irigației prin aspersiune cu apă nesalinizată (100 mmho/cm). Efectul irigației asupra dezvoltării culturilor de cereale este rezumat în tabelul 9.12 [42].

Folosirea cu succes a apei de diferite grade de salinitate la diferite culturi este încă în curs de experimentare. Totuși se pot trage concluziile că:

- va fi posibilă întrebuințarea unei ape cu un anumit grad de salinitate în zonele aride unde apa se găsește greu;

- în eventualitatea că apa dintr-o anumită regiune este prea sărată pentru aplicarea ei în agricultură și trebuie să fie parțial desalinizată, întrebuințarea în agricultură a unei ape cu un grad ridicat de salinitate va reduce costul desalinizării.

**Tabelul 9.12.** Influența salinizării apei de irigație asupra dezvoltării plantelor de cereale

Conductivitatea electrică a apei (C.E.) (mmho/cm)	Aspersiune			Picurare	
	1000	3000	4500	3000	4500
Recolta la 5 mai (t/acru)	—	—	—	6,16	3,12
Recolta totală (t/acru)	6,80	3,28	2,52	6,56	4,88
Recolta pe plantă (g)	210	101	81	300	168
Numărul de spice pe plantă	0,95	0,74	0,68	1,22	0,97
Greutatea pe spice (g)	221	137	119	246	173

**Stabilirea necesarului de apă.** Unul din principalele avantaje ale udării prin picurare îl constituie consumul redus de apă în comparație cu alte metode, în medie cu 30-50% pentru culturile în rânduri dese (legume) și cu 50-90% pentru culturi cu distanța între plante variind între 3 și 6 m. Abaterile de la aceste valori apar datorită condițiilor de lucru, vârstei plantei și climatului existent. Realizarea acestor economii se datorează conducerii și controlului riguros al apei. Repartiția umidității în profilul solului este mai convenabilă dezvoltării plantelor, făcându-se în același timp o bună aerisire a solului.

Această reducere este posibilă în condițiile micșorării suprafeței udate activ, în comparație cu alte metode de udare.

În Franța se folosește noțiunea de coeficient de raționalizare, care reprezintă un raport între valoarea evapotranspirației reale și valoarea evapotranspirației potențiale. Făcându-se o comparație cu udarea prin aspersiune, se relevă următoarele:

- la aspersiune se înregistrează variații ale mărimii coeficientului de la 1,3 (în momentul aplicării udării) la 0,3 (înainte de revenirea cu o nouă udare);
- la udarea localizată (folosind rampe), coeficientul de raționalizare variază între limitele 0,5-0,7 (coeficient adoptat  $C_0 = 0,6$ ).

Pentru calculul debitului de dimensionare în Israel este recomandată relația [42]:

$$Q = E_p \cdot C_p \cdot C_a \cdot d \cdot A \quad (27)$$

unde:

$E_p$  este evapotranspirația diurnă determinată cu panevaporimetrul clasa A;

$C_p$  – coeficientul de corecție funcție de plantă (în zecimi);

$C_a$  – coeficient în funcție de suprafața ocupată de plante;

$d$  – numărul de zile între două udări;

$A$  – suprafața ce se udă în același timp.

Datele privind consumul anual (norma de irigare) sunt destul de vagi. Chiar în Israel, ca și în alte țări, experimentarea irigației prin picurare a început cu probe pentru determinarea unor relații semiempirice pentru măsurarea cantității necesare de apă și a volumelor de

apă pentru fiecare cultură.

Dependența dintre consumul de apă calculat  $Q$ , în cazul metodelor obișnuite de irigare, și consumul  $q$  al irigației prin picurare, se observă în relația [54]:

$$q = \frac{h}{24 \cdot n} Q \quad (28)$$

unde:

$h$  este numărul orelor de udare;

$u$  – intervalul dintre udări în cazul metodelor tradiționale de udare, în zile;

$q$  – debitul zilnic al irigației prin picurare.

Dacă se consideră că perioada dintre udări este de 10 zile, iar timpul de udare o oră, atunci consumul calculat la udare în zile pline va fi [54]:

$$q = \frac{1}{24 \cdot 10} Q = 0,04Q$$

Sunt publicate (Goldberg) aprecierile privind valoarea consumului față de aspersiune, după cum urmează:

- la livezi tinere neintrate pe rod, 10-20% din norma de irigație;
- la livezi pe rod, 40-60%, din norma de irigație;
- la arbuști, flori, legume, 60-80%, din norma de irigație.

Studiindu-se efectul metodei de udare asupra culturii, în literatură sunt prezentate o serie de încercări cu diferite norme de udare, în limitele 20-100% din norma de udare la aspersiune la diferite intervale între udări și debite de distribuție. În experiențele efectuate, [46] cantitățile de apă întrebuințată au fost de 80-100% din evaporația netă, determinată cu evaporimetrul clasa A. De asemenea, pentru a determina necesarul de apă pentru o podgorie de 7 ani din apropiere de stațiunea meteorologică Beit-Dagan (Israel) s-a făcut o comparație între variația umidității în timp pe un strat de sol de 90 cm grosime și cea calculată pe baza vitezei de evaporare zilnică în perioada respectivă (fig. 9.57) [46].

Raportul dintre procesul de irigare și gradul de evaporare este scăzut în prima parte a sezonului și crește spre sfârșitul verii. Principalul efect al creșterii frecvenței irigației este sporirea nivelului minim de umezeală obținut la sfârșitul unei singure udări.

Din publicațiile străine nu rezultă că udările s-au aplicat cu norme calculate anterior. De asemenea, nu există o corelație semnificativă între cantitatea de apă aplicată și producția rezultată.

Ca rezultat al încercărilor efectuate în condiții de deșert se poate urmări în figura 9.58 o corelație între potențialul apă-sol și recolta obținută [46]

În țara noastră, udarea prin picurare ar avea unele perspective pe terenurile cu textură nisipoasă (din Câmpia Română, Delta și Litoral) și chiar în Dobrogea, în primul rând în plantațiile vitipomicole și apoi la culturile de legume ca și în zonele deficitare în surse locale

de apă (Podișul Moldovei). Din această cauză trebuie făcute încercări și calcule privind eficiența economică. Este adevărat că s-au făcut cercetări la Stațiunea experimentală pentru valorificarea nisipurilor de la Bechet și la Stațiunea experimentală viticolă Murfatlar, dar mai sunt necesare încercări pentru generalizarea aplicării metodei de udare prin picurare în țară la noi.

Dacă ținem cont că și în țara noastră avem terenuri cu textură nisipoasă, unele din ele nevalorificate suficient, putem considera necesarul de apă ca fiind egal cu 80-90%<sub>0</sub> din evapotranspirația potențială calculată.

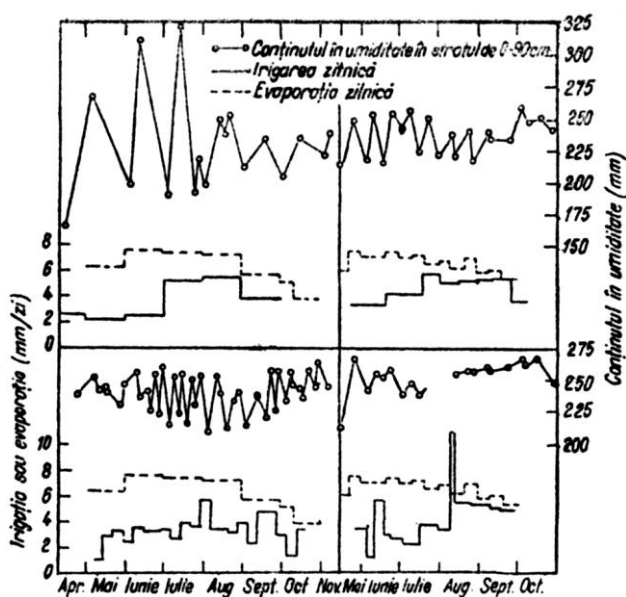


Fig. 9.57. Variația umidității solului în funcție de udarea și evaporarea zilnică.

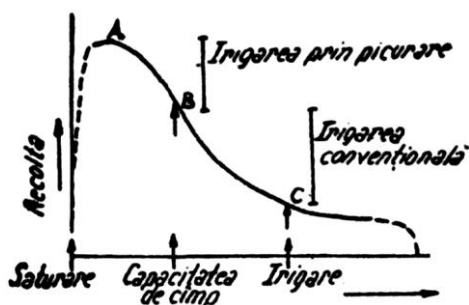


Fig. 9.58. Prezentarea schematică a relației: producție – tensiunea de umezire a solului.

### 9.2.2. ELEMENTE TEHNICE ALE METODEI DE IRIGARE PRIN PICURARE

**Suprafața elementară de udare.** Acest element este în strânsă legătură cu culturile care se udă, mai precis cu așezarea lor în câmp. În funcție de felul culturii se alege și spațiul de dezvoltare, astfel ca plantele

să se dezvolte în condiții optime. Din această cauză, la fiecare plantă trebuie să fie orificii de descărcare a apei cu debite astfel calculate încât să dea necesarul de apă. Sistemele de udare prin picurare care folosesc duze sunt alese astfel cu mare atenție, pentru udarea cât mai rațională a culturilor. Prin picurarea la baza tulpinii sau de la o oarecare înălțime se creează în sol un bulb de umețare, datorită mișcării tridimensionale a apei. Se știe că acest bulb de umețare este de anumite forme și mărimi, care depind de textura solului, debitul duzei, umiditatea solului, timpul de udare. De obicei, debitele la duze nu sunt mari, iar raza de influență a bulbului de umețare are următoarele valori, în funcție de textura solului: sol ușor (nisip) 0,25-0,75 m, sol nisipo-argilos 0,50-1,50 m, sol argilos 1,00-2,00 m.

Distanța dintre duze se ia egală cu aproximativ 50 cm la soluri luto-nisipoase și 30 cm pe terenuri nisipoase.

Spre deosebire de sistemele cu duze, în Franța conductele perforate debitează într-o rigolă de o anumită lungime. Distanța dintre rampe se ia egală cu distanța dintre rânduri și variază în funcție de culturi: 1,2-1,8 m, 6 m și 4-8 m (legume, viță de vie, pomi).

Ținând cont că suprafața udată este mică, față de suprafața totală cultivată care ar fi trebuit udată prin alte metode, ne putem da seama de consumul redus de apă care duce la economii însemnate.

**Debitul elementar.** Fiecare plantă primește cu ajutorul sistemului de udare prin picurare apa necesară dezvoltării ei. La conductele cu duze, debitul se calculează astfel ca în timpul de udare să se dea norma de apă cerată de plantă și determinată anterior prin diferite metode. De obicei, fiecărei plante îi corespunde o duză de udare (legume), dar sunt cazuri când pentru a satisface necesarul de apă sunt necesare mai multe duze (pomi). La duze, debitul elementelor atinge valori de 2-10 l/h, astfel ca udarea să se facă numai sub formă de picături. Dacă considerăm o conductă de udare cu mai multe duze, debitul la duze variază în funcție de presiune, astfel că la capătul amonte, debitul la duză este mai mare și descrește treptat spre aval. În tehnica udării prin picurare s-a sesizat acest lucru și se caută să se distribuie totuși, cu ajutorul duzelor, un debit uniform. Sunt probleme care se mai află în fază de cercetare și studiul lor este anevoios în teren, dacă se ține cont că rampele de udare urmăresc formele și neregularitățile terenului (terenul nu este nivelat).

La conductele perforate, debitul elementar este mai mare, ajungând până la valori de 70 l/h. Folosirea debitelor mai mari este dată de faptul că evaporația este mai ridicată în calculul necesarului de apă. Într-adevăr, apa curgând prin rigolă, pierde o parte din volum prin evaporație și o parte prin infiltrația în zone unde umiditatea nu influențează planta.



Se remarcă totuși faptul că în udarea prin picurare cantitățile de apă distribuită sunt mai mici decât la udarea prin aspersiune sau brazde și acest lucru se datorează tocmai valorilor mici ale suprafeței și debitului elementar. Dacă putem realiza un sistem cu debite uniform distribuite și duzele sunt standardizate pentru anumite valori, necesarul de apă impune numărul de duze per plantă. În cazul unde necesarul de apă este mare, se folosesc chiar două rampe de udare, amplasate în diferite moduri. Pentru a se evita obturarea orificiilor duzelor cu rădăcini sau pământ, specialiștii au fost de acord cu amplasarea rampelor pe spalieri, astfel ca picăturile să ajungă totuși la baza tulpinii (Italia).

**Durata de aplicare a udării.** În studiul duratei de aplicare a udării intră și alegerea momentului optim de aplicare a ei. Pentru aceasta se fac o serie de determinări în teren:

- măsurători directe ale umidității solului folosind sonda cu neutroni;
- metode particulare de control a deschiderii stomatelor;
- controlul sucului foliar;
- determinarea turgescenței (cu aparate de presiune);
- controlul creșterii plantei;
- evaluarea evapotranspirației pe baza datelor climatice;
- căutarea unui indice de consum hidric al plantei, corelat cu evaporația din evaporimetre.

Durata unei udări se stabilește în funcție de norma de udare. Aceasta, la rândul ei, depinde de adâncimea stratului activ pentru plantele cultivate și perioada când se aplică udarea. De obicei, stratul de sol activ este considerat stratul în care se dezvoltă aproximativ 90% din masa rădăcinilor.

În Franța, durata dintre udări se stabilește automat, în funcție de evapotranspirația potențială, prin intermediul unui bac evaporimetric (v. capitolul 8). În general se arată că intervalul dintre udări poate fi de la câteva ore la câteva zile (maximum 10 zile).

În condițiile țării noastre, în lunile iulie-august, consumul poate ajunge la 5-7 l/m<sup>3</sup> zi; în Australia acest consum este de două ori mai mare, iar în deșertul Negev, din Israel, consumul lunar este egal cu consumul anual din țara noastră.

**Efectul frecvenței udărilor asupra solului și a recoltei.** În condiții de deșert [43] s-au făcut experiențe folosind diferite frecvențe de udări asupra a trei culturi: pepeni galbeni, tomate și castraveți. În toate culturile, recolta a crescut pe măsură ce intervalul dintre udări s-a micșorat. De asemenea, aplicarea zilnică a apei duce la recolte maxime.

Rezultatele obținute sunt date în figura 9.59 (Goldberg).

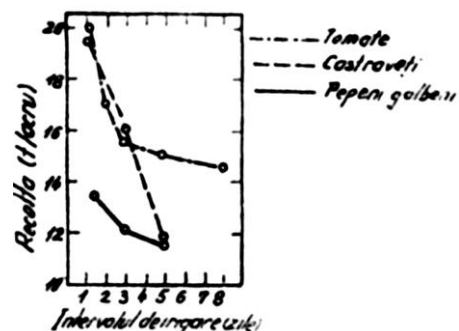


Fig. 9.59. Efectul intervalului de irigare asupra recoltelor în cazul irigației prin picurare.

Micșorând intervalul dintre udări se menține o mai mare umiditate a solului în perioada dintre udări. Acest lucru are importanță în cazul solurilor nisipoase când se irigă cu apă sărată. S-au folosit trei categorii de udări, la intervale diferite dintre udări: udare la două zile, zilnic și de două ori pe zi [43]. Recoltele obținute au fost în ordine: 23,5; 29,1 și 30,5 tone/acru. În solurile cu textură mai densă, aplicarea zilnică de apă prin intermediul udării prin aspersiune produce, în mod frecvent, uscarea frunzelor la tomate.

O altă experiență a fost făcută cu ardeii grași udați prin aspersiune și picurare, întrebunându-se două frecvențe: zilnică și odată la cinci zile. Rezultatele sunt prezentate în figura 9.60 [48], din care se vede că irigația zilnică prin picurare produce o recoltă maximă; în cazul irigației odată la cinci zile, prin aspersiune se obține o recoltă mai mare decât dacă irigația s-ar face zilnic, dar mai mică decât prin picurare.

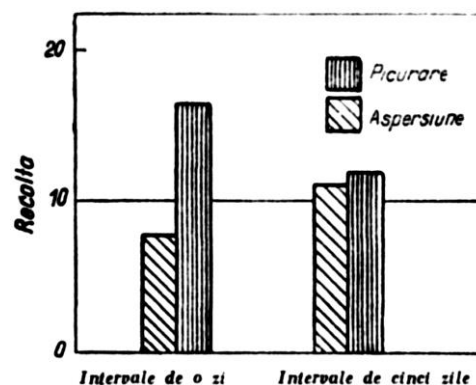


Fig. 9.60. Efectul metodei și intervalului de irigare asupra recoltei de ardei grași.

### 9.2.3. TEHNICA AMENAJĂRII LA IRIGAREA PRIN PICURARE ȘI TIPURI DE INSTALAȚII

Irigarea prin picurare este o metodă care, așa cum s-a arătat, face economie mare de apă; din această cauză s-a încercat de prima dată să se perfecționeze metoda, pentru folosirea ei cât mai eficientă.



În cadrul eforturilor de perfecționare s-a trecut de la conductele îngropate la conductele pe sol. Prima dată, conductele de polietilenă erau pozate în sol împreună cu duzele de pe ele, pentru a se evita evaporarea apei la suprafața solului și prin infiltrare. Se cunoaște faptul că evaporația de la suprafața solului se face mai intens de pe un strat de 5-10 cm grosime.

Mai târziu s-a dovedit că îngroparea conductelor de picurare atrăgea pierderea controlului asupra modului de operare. Din cauză că aceste conducte se înfundau datorită rădăcinilor și pentru că orice blocare nu putea fi observată decât prin vestejirea plantei, s-a trecut la amplasarea conductelor la suprafața solului. Deși aceasta implica îndepărtarea de la principiul de a nu uda suprafața solului, totuși avantajele erau mari.

Inginerul Blass s-a preocupat de problema susmenționată, aducându-i unele îmbunătățiri. Principiul de bază al metodei Blass constă în introducerea tuburilor din materiale plastice, necorozive și subțiri, în rigole arate superficial, care transferă picăturile de apă amestecate cu îngrășămintele, direct la rădăcina plantelor.

În prezent, metoda udării prin picurare utilizează două tipuri de amenajare:

- cu rampe (udarea localizată prin conducte perforate);
- cu picurătoare (udarea semifixă care folosește duze).

Mal des întâlnit în Israel, Australia sau S.U.A. este tipul cu picurătoare, deoarece consumul de apă și mai ales pierderile de apă sunt mai mici. Sistemul cu conducte localizate este cercetat mai mult în Franța. La tipul de amenajare cu picurătoare sunt diferite procedee de aranjare a conductelor de udare (pe sol, pe spalieri). În figura 9.61 se observă montarea conductelor de distribuție pe suporturi, la o distanță destul de mare de sol [58]. Este prezentată o parte din parcela experimentală a Universității din Pisa.

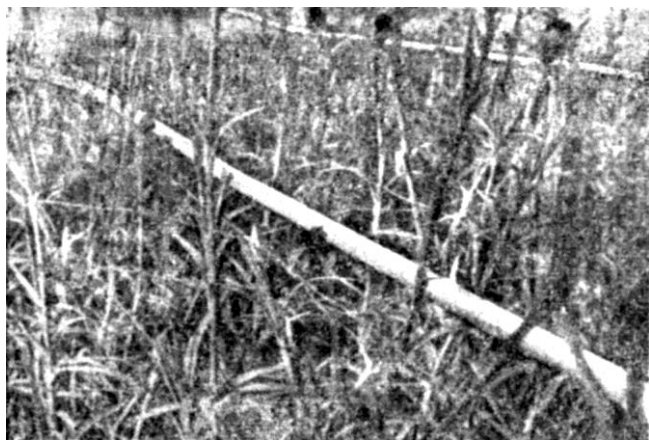


Fig. 9.61. Rampă de distribuție pe suporturi înalte.

**Materiale utilizate (caracteristici fizico-mecanice, hidraulice).** Irigația prin picurare depinde, în

cea mai mare măsură, de industria materialelor plastice. În această metodă se folosesc debite mici de apă încărcată cu îngrășămintele, pesticide și insecticide, care nu pot fi distribuite decât numai prin materiale rezistente la acțiunea substanțelor chimice. Se remarcă faptul că dezvoltarea fără precedent a industriei gudroanelor sintetizate din polimeri alimentează astăzi diferitele ramuri cu o gamă variată de materiale plastice și dă posibilitatea dezvoltării tot mai largi și a acestui nou procedeu de udare în domeniul agriculturii.

Cele două părți componente în fabricarea țevilor de material plastic sunt clorura de polivinil (PVC) și un gudron termoplastic ( $-\text{CH}_2\text{CHCl}-$ )<sub>x</sub>, care este rezistent la orice vreme. PVC nu este potrivit pentru țevile așezate pe sol, dar indicat pentru țevile îngropate. Polietilena (polimer al etilenei) este una din grupele termoplastice polimerizate ( $-\text{CH}_2\text{CH}_2-$ )<sub>x</sub> care are o mare rezistență la substanțele chimice și poate fi făcută flexibilă sau rigidă, în funcție de condițiile de fabricare.

În Israel, cele mai multe țevi sunt făcute din gudroane ale polietilenei. Conductele trebuie să-și păstreze dimensiunile sub acțiunea diferitelor condiții climatice, astfel ca să nu se perturbe regimul de scurgere. S-a constatat că polipropilenă posedă toate aceste calități și se folosește în alte țări la fabricarea conductelor. Polipropilenă este un polimer al propilenei și se aseamănă mult cu polietilena.

Tipurile de conducte folosite la udarea localizată sunt următoarele:

- conducte din polietilenă extrudate, folosite pentru instalațiile fabricate în Israel, Anglia, Australia, Republica Sud-Africană, S.U.A., Franța, Italia;
- conducte din polietilenă cu o fâșie poroasă pe generatoare, prin care se face distribuția apei ( $D_{n \text{ int}} = 14,4 \text{ mm}$  la sistemul micropor, S.U.A.). Se folosesc îngropate la circa 30 cm, presiunea de lucru fiind de  $0,14-0,70 \text{ kg/cm}^2$ ;
- conducte din polietilenă subțiri și perforate ( $D_{n \text{ orificiu}} = 0,91-0,89 \text{ mm}$ ) folosite în Noua Zeelandă, în gama de diametre  $D_n = 5,1-12,7 \text{ mm}$ ;
- conducte din folii de polietilenă, lipite pe generatoare și cu distribuția apei prin tuburi  $D_n = 1-3 \text{ mm}$ ; se folosesc în S.U.A.;
- conducte din asphaleu (un amestec din polietilenă cu reziduu asfaltic, având un cost redus) extrudate. Se folosesc mai mult în Mexic;
- conducte cu pereți dubli și perforați.

Încercările de adoptare a unor conducte de distribuție cât mai adecvate din material plastic la terenurile udare prin picurare au început cu mulți ani în urmă (1965). Din încercările efectuate pe diferite tuburi din diferite materiale, s-a ajuns la concluzia că cele mai avantajoase sunt conductele din mase plastice (tab. 9.13).

**Tabelul 9.13.** Analiza calitativă a comportării unor mase plastice la agenții fizico-mecanici

Materiale	Rezistența la						Alte caracteristici				
	Șoc	Încovoiere	Tracțiune	Apă	Baze	Solvenți organici	Frig	Îmbătrânire	Inflamabilitate	Izolații termice	Sensibilitate termică
PVC normal	B	FB	FB	FB	FB	FB	FS	FB	B	FB	B
PVC plastifiat	–	–	FS	FB	FB	FB	FS	S	B	FB	–
Polietilenă	–	FS	FS	FB	FB	FB	FB	FB	FS	FB	S
Polipropilenă	–	S	S	FB	FB	FB	FB	B	FS	FB	B
Polistiren	S	FB	s	FB	S	FB	S	FB	B	FB	FB

B = bun S = slab FB = foarte bun FS = foarte slab

Determinarea diametrelor conductelor se face în baza următoarelor considerații: debitul de scurgere al conductei se stabilește din schema de amplasare, iar presiunea în conducte trebuie să satisfacă în orice punct presiunea necesară.

Pentru conductele extrudate se recomandă următoarele relații:

– conducte din polietilenă extrudate ( $t = 10^{\circ}\text{C}$ ):

$$\lambda = \frac{0,033 \cdot d^{0,18}}{Q^{0,25}}$$

$$100j = 0,027 \frac{Q^{1,75}}{d^{4,82}}$$

– conducte din PVC ( $t = 10^{\circ}\text{C}$ ):

$$\lambda = \frac{0,04 \cdot d^{0,35}}{Q^{0,25}}$$

$$100j = 0,032 \frac{Q^{1,75}}{d^{4,65}}$$

În aceste relații:

$Q$  este debitul conductei (l/s);

$d$  – diametrul conductei în dm;

$\lambda$  – coeficient de rezistență liniară;

$j$  – pierderea de sarcină unitară.

În calculul de dimensionare a conductelor trebuie respectate condițiile de cote piezometrice:

$$P_{am} \geq P_{av} + \Delta H$$

unde:

$P_{am}$  este presiunea amonte (m);

$P_{av}$  – presiunea aval (m);

$\Delta H$  – pierderea de sarcină (liniară sau locală) pe lungimea tronsonului care se dimensionează (m).

Dimensionarea hidraulică trebuie făcută numai pe baza cotelor piezometrice, asigurându-se presiunea necesară.

La conductele de distribuție ale unui sistem de udare prin picurare se alege din calcul o astfel de lungime încât diferența de debit între amonte și aval să nu depășească 20%. Lungimea unei conducte de udare se poate determina din aproape în aproape, fie prin tatonări, fie folosind metoda ecuației diferențiale pentru conducte care distribuie apa prin orificii aflate la dis-

tanțe egale.

În ceea ce privește valoarea pierderilor de sarcină prin fittinguri și armături, se pot considera egale cu cele ale pieselor metalice similare.

#### Instalații de udare. Componenta instalației.

În domeniul irigației prin picurare s-a căutat să se perfecționeze o serie de instalații care au apărut la început și care nu cuprindeau filtre sau reductoare de presiune. În prezent, cele mai semnificative sunt instalațiile folosite în Israel și Franța.

Instalația folosită în Israel este extinsă cu succes și în Australia, S.U.A și Noua Zeelandă. Distribuția apei la plante, începând de la hidrant, se face printr-o instalație alcătuită din următoarele părți componente (fig. 9.62):

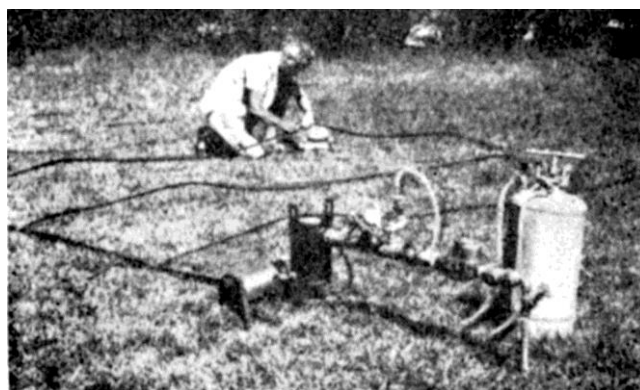
1. „Capul”, constituit din filtru, aparatură automată de măsurat apa și controlat presiunea și furtunul de legătură la rezervorul de îngrășământ lichid.

2. Conducte de transport, dimensionate corespunzător distanței și debitului de transportat.

3. Conducte de udare, cu diametre mici, legate la conductele de transport.

4. Dispozitive de udare (picurătoare), amplasate pe conductele de udare.

5. Dispozitivul pentru aplicarea îngrășămintelor, „Capul” face parte din sistemul central de alimentare cu apă și reglează presiunea, măsoară cantitatea de apă distribuită, filtrează apa și introduce în circuit substanțele nutritive.



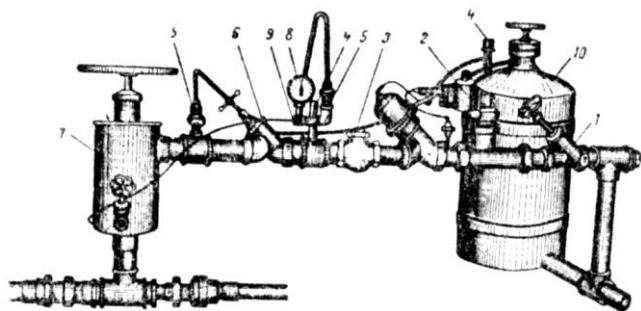
**Fig. 9.62.** Instalația de picurare (foto autor).

Componentele tehnice ale „capului” sunt ușor de observat în figura 9.63 [47].

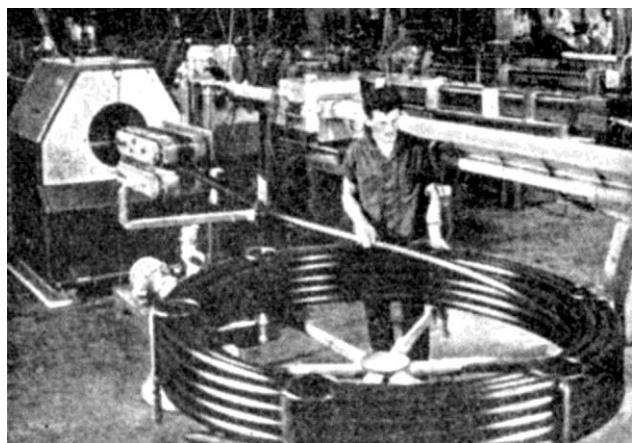
Conductele de transport sunt flexibile, de medie și joasă presiune. Ele se fac pe bază de plastifianți, sunt rezistente la îmbătrânire și au diametre de 30-90 mm (fig. 9.64). Ele pornesc perpendicular pe rândurile de culturi și au în capătul amonte un filtru. Presiunea din ele este redusă deja cu ajutorul unor reductoare de presiune.

Conductele de picurare se fac din polietilenă sau PVC, ca și conductele de transport, dar se deosebesc de acestea prin faptul că au diametre mai mici (12-16 mm). În figura 9.65 se poate observa o instalație de udare prin picurare cu „cap”, conductă de transport și conducte de distribuție pe o platformă experimentată (Institutul de gospodărie a apelor din Israel).

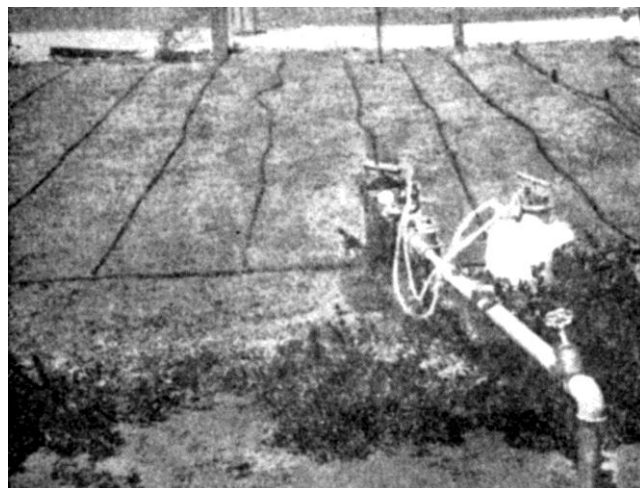
Se observă că aceste conducte (furtune) de udare sunt paralele cu rândurile de culturi și poartă pe ele orificii prevăzute cu duze de picurare. Conductele de udare (distribuție a apei) pot fi și cu pereți dubli din material plastic.



**Fig. 9.63.** „Capul” instalației de picurare: 1 – robinet de plecare (legătura la hidrantul rețelei subpresiune – subterană); 2 – supapă automată (pentru operații în conformitate cu debitul descărcat); 3 – supapă de reîntoarcere; 4 – supapă de aer; 5 – legăturile la și de la rezervorul de îngrășămintă; 6 – robinet pentru reglarea scurgerii de soluție nutritivă; 7 – filtru; 8 – manometru; 9 – legătura pentru măsurarea presiunii după filtru; 10 – rezervorul de îngrășămintă.



**Fig. 9.64.** Procesul de industrializare al conductelor flexibile



**Fig. 9.65.** Poziția conductelor de distribuție – udare, față de „cap” și priză – hidrant (foto autor, 1970).

Dacă la conductele cu duze lungimea nu depășește 60 m, conductele cu pereți dubli pot depăși lungimea de 75 m și chiar 210 m (firma Chapin Watermatics, S.U.A.). Diametrul conductelor poate fi de 1 1/2 – 2”. Conductele pot fi așezate la suprafața solului sau îngropate. O secțiune prin conducta cu pereți dubli se poate vedea în figura 9.66 [54].



**Fig. 9.66.** Furtun cu pereți dubli.

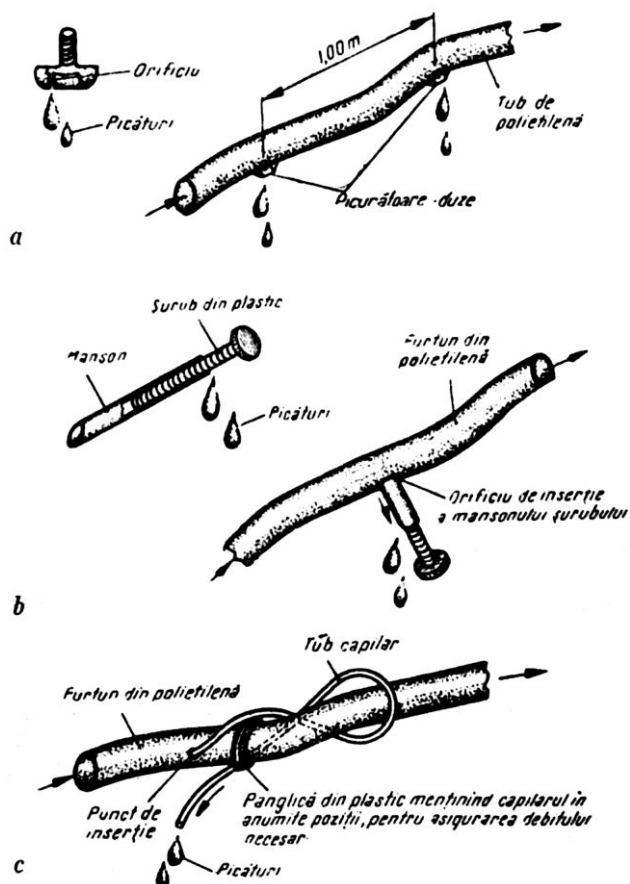
La astfel de conducte există deschideri exterioare la fiecare 45 cm și deschideri interioare la fiecare 180 cm. Unui orificiu de pe peretele interior îi corespund patru perforații pe peretele exterior. Derivațiile din conducta de transport în conductele de udare se fac cu fittinguri (teuri, obturatoare, inele coliere, robineți cu mai multe ieșiri).

Picurătoarele se realizează în mai multe variante, pornind de la duzele simple (fig. 9.67, a), duzele cu filet (fig. 9.67, b), furtunuri capilare (fig. 9.67, c) și ajungând la picurătoarele în spirală de diverse tipuri. Duzele cu tub capilar sunt cele mai simple din punct de vedere constructiv. Acestea sunt mai scurte sau mai lungi, după cum este necesar să se producă pierderi de sarcină mai mari sau mai mici și au  $D_n = 2-3/10$  mm.

Duzele picurătoare (picurătoare capilare) se fixează de pereții conductelor de udare prin lipire sau prin intermediul unor dispozitive. În figura 9.67 se pot vedea câteva tipuri de picurătoare și modul de fixare la conducta de udare.

În ultimul timp, duzele din materiale plastice cu filet sunt foarte utilizate. În figura 9.68 se observă trei tipuri de duze proiectate, experimentate și fabricate în Israel (figura 9.68, A, B, C) și Franța (figura 9.68, D). Duzele au fost încercate cu rezultate bune la presiunea

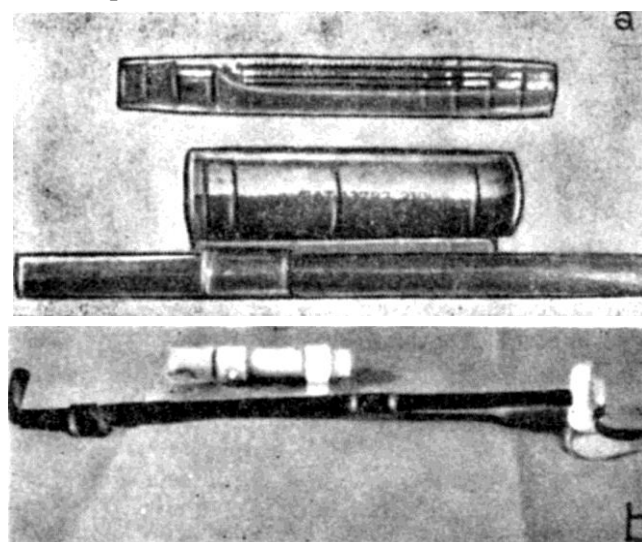
pe conducta de udare de 1 at. Tipul A este format dintr-un cilindru lung de 5 cm, care are un spațiu îngust de 1 mm. Mișcarea apei în această porțiune alungită se face cu pierderi mari de sarcină, astfel că debitul ajunge în final la 3,8 l/h. Tipul B se compune din trei părți, dintre care componenta de bază este un cilindru lung de 2–3 cm.



**Fig. 9.67.** Diverse tipuri de picurătoare: *a* – picurătoare simple; *b* – picurătoare cu filet (șurub); *c* – picurătoare cu furtunuri capilare.

În cilindru se găsește un miez filetat, astfel că apa parcurge un drum sinuos între peretele cilindrului și miez și se produc pierderi de sarcină. Pierderile de sarcină sunt mai mici decât la tipul B și debitul ajunge la 7,5 l/h. Tipul C prezintă un tip de duză cu miez similar ca la tipul B, dar apa trece printr-o deschizătură îngustă de-a lungul miezului, debitul duzei este de 9,5 l/h.

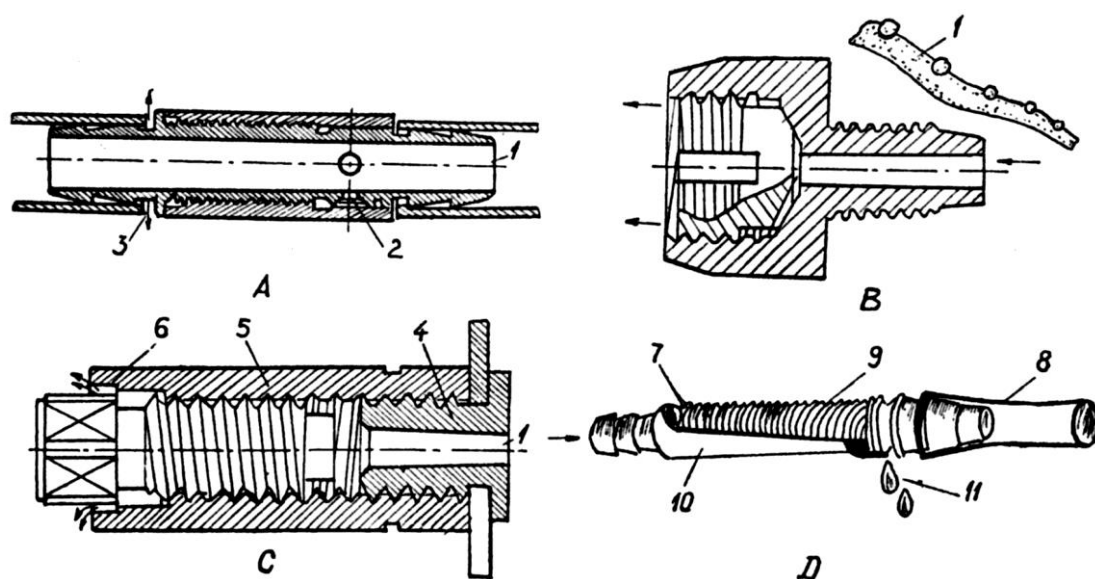
Figura 9.69 prezintă duzele din material plastic montate pe conducta (furtunul) de distribuție.



**Fig. 9.69.** Doza de picurare: *a* – carcasa și filletul care produce pierderile de sarcină; *b* – modul de fixare a duzei pe conducta de distribuție, cu indicarea posibilității de bransare a acestei conducte la conducta de aducțiune.

Duzele la udarea prin picurare trebuie să corespundă din punct de vedere al debitului, astfel încât ele să fie plasate în dreptul fiecărei plante.

Dispozitivul pentru aplicarea îngrășămintelor are o capacitate de 50-100 l. Soluția de îngrășămintă se distribuie în conducta de transport prin intermediul tuburilor și folosind injectoarele.

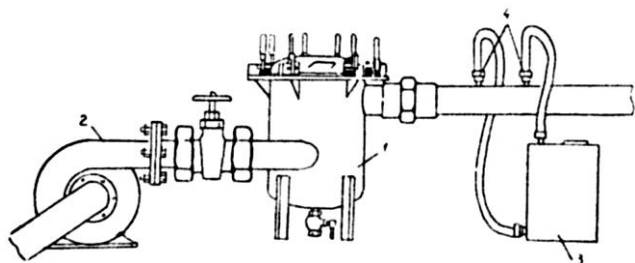


**Fig. 9.68.** Tipuri de duze de picurare (A, B, C, D): 1 – conductă de udare; 2 – dispozitiv de admisie a apei; 3 – dispozitiv de evacuare a apei; 4 – legătura cu conducta de udare; 5 – cilindru; 6 – elevator; 7 – picurător; 8 – tub de polietilenă; 9 – șurub intern cu spire; 10 – manșon cu cap de îmbinare; 11 – picături.

Injectoarele sistemului de distribuție a îngrășămintelor NRA (Australia) funcționează sub o presiune de 2,5 atm. Soluția de îngrășămintă este de 0,5%, iar gama debitelor variază de la 6 800 la 22 680 l/h.

În multe țări, o serie de firme se preocupă de găsirea unor posibilități de aplicare a metodei de udare prin picurare cu rezultate cât mai avantajoase. Astfel, firma „Chapin Watermatics Inc.” (S.U.A.) folosește furtunul cu pereți dubli pentru transportul apei, care are o lungime mare (213 m) și se leagă la conductele de udare din polietilenă. Firma australiano „Triklon” a pus la punct sistemul de filtrare a apei prin montarea a două filtre container. Îngrășămintele lichide se introduc în sistem cu ajutorul injectoarelor speciale.

În figura 9.70 se observă un ansamblu al filtrelor și al rezervoarelor de îngrășămintă [54].

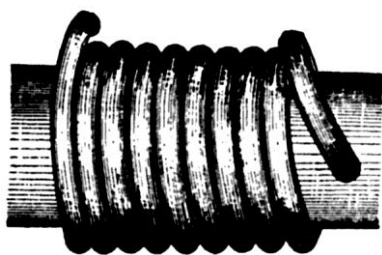


**Fig. 9.70.** Bloc de control și distribuție: 1 – filtrul firmei „Triklon”; 2 – pompă; 3 – rezervor agitator de îngrășămintă; 4 – injector.

Conductele produse de firma „Triklon” sunt din policlorură de vinil și au anumite diametre. Filtrul este montat la aducțiunile sistemului și calculat pentru 93,5 m<sup>3</sup>/h. Filtrul cu două trepte se compune din camere cu centrifuge, pentru îndepărtarea din apă a părților mai grele, și camere de filtrare. Pentru filtrare se folosesc și filtre dense, cum ar fi poliuretani spumoși, pentru particulele mici și ușoare. Filtrul este astfel construit ca să rețină particulele cu  $d \geq 0,04$  mm sau chiar mai mici.

În S.U.A., dar mai ales în Australia se folosesc cu succes picurătoare în spirală din polipropilenă, cu diametrul interior de 8,8 mm. Schimbarea numărului spirelor (fig. 9.71) face ca debitul să varieze între 0,9-9,0 l/h cu presiunea de 0,7 atm.

Spiralele posedă stabilizate la căldură (suportând temperaturi până la 54,4°C), la influența substanțelor chimice și razelor ultraviolete și nu se înfundă ușor.



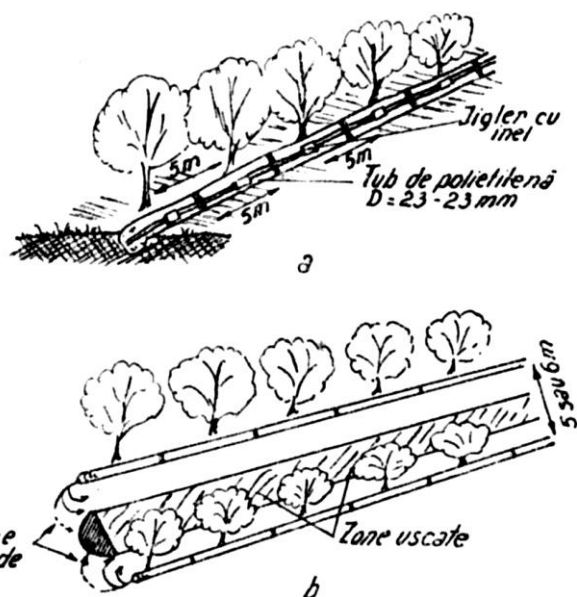
**Fig. 9.71.** Picurătoare cu număr variabil de spire.

În ceea ce privește conductele de udare, sistemul american „Micropor” folosește rețele din mase plastice rigide sau semirigide, cu diametrul interior de 14,4 mm și găuri microscopice în pereți (3300 per ml). Conductele se montează în sol la o adâncime de 2,5-38,0 cm, funcționând la presiuni între 0,14 și 0,70 atm cu debite medii de 0,8 l/hml. Prin conductele sistemului „Micropor” se pot distribui și îngrășămintă.

În Noua Zeelandă se folosesc tuburi de transport cu  $D = 38-51$  mm și tuburi de udare lungi de 73 m cu diametrul de 12,7 mm, în care sunt inserate microșuruburile de diametre 0,51-0,89 mm și lungimi de 51 cm. Debitul unor astfel de duze este de 4,55 l/h.

În Israel se produc diferite tipuri de picurătoare, filtre și utilaje pentru udarea prin picurare. Debitul duzelor este de 2-8 l/h, sub o presiune de lucru de 1-2 atm.

În Franța, pentru udarea prin picurare se folosesc rețele de tuburi lungi de 200 m, care sunt așezate în rigole special săpate, de mică adâncime (fig. 9.72). Tuburile cu orificii prin care se scurge apa în rigole și diametrul orificiilor variază de la 1,6 mm în capătul amonte la 2,1 mm în capătul aval. Presiunea de-a lungul conductei de distribuție a apei pe teren variază corespunzător de la 1,3 la 0,3 kg/cm<sup>2</sup>. Debitul este uniform pe toată lungimea și poate fi reglat, în funcție de tipul de sol, de la 2 la 4 cm<sup>3</sup>/s ml. Conducta este fixată pe fundul rigolei de mici digulețe de pământ, care delimitează tronsoanele de udare. Pentru ca orificiile să nu se înfunde, ele se acoperă cu un manșon din același material ca și conducta (polietilenă). Manșonul se numește *sparge-jet* și face în așa fel încât apa să nu producă prin ieșirea din conductă o eroziune a solului. În figura 9.45 se poate vedea un astfel de manșon de protecție [56].



**Fig. 9.72.** Rampe perforate în rigole: a – amplasarea rampei perforate; b – repartitia umidității.

Rigola în care se amplasează conducta de udare poate fi centrală, între rândurile de culturi, sau laterală (livezi), lângă rândul de pomi, pentru a lăsa loc – în vederea circulației mașinilor agricole.

Conductele de udare din sistemul francez pot fi amplasate și la suprafață, pe soluri cu textură mare, la culturile dese, fără a se săpa rigole.

Infiltrația apei în sol trebuie să fie continuă și din această cauză volumul optim al apei trebuie să fie distribuit astfel încât să se țină seama de adâncimea utilă a solului, caracteristicile fizice ale solului, panta terenului, necesarul de apă al culturilor. Volumul de apă distribuit variază între 5 și 20 l/ml de rigolă.

**Elemente de automatizare a udării prin picurare.** Instalațiile pentru irigația localizată – sistemul „picătură cu picătură” (goutte-à-goutte) sau „rampe perforate” – cuprinde:

- un sistem de pompaj sau o priză (gură) de apă în rețeaua colectivă, având un anumit debit și o presiune mică (circa 3 atm);

- o rețea de conducte principale de distribuție;

- o rețea de conducte secundare, care transportă apa la capul parcelor ce au suprafețe elementare calculate în funcție de debitul de apă existent și de mărimea totală a suprafeței de irigat;

- rampe de udare din polietilenă, pe care sunt fixate picurătoarele sau duzele;

- „capul” este prevăzut cu un filtru cu ochiuri foarte fine pentru picături (200 microni), în timp ce orificiile rampei perforate au 1 mm.

Irigația localizată are avantajul că asigură aducerea apei la plante permanent, zilnic, cu scopul de a compensa evapotranspirația potențială (ETP).

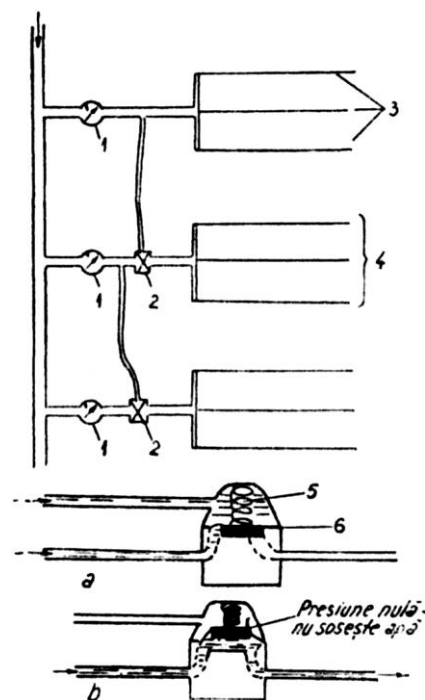
Cunoscându-se debitul orificiilor sub o presiune dată și suprafața acoperită de instalația de irigație este simplu de a deduce timpul de udare pentru o ETP de X mm pe zi [55]. De exemplu, pentru o plantație având distanța între rânduri de 5 m, debitul orar la hectar, în funcție de debitul picurătoarelor și timpul de udare pentru o ETP = 5 mm se citește în tabelul 9.14 [55].

**Tabelul 9.14.** Debitul orar la hectar și timpul de funcționare a instalației

Debitul orar al duzei	Debitul orar la hectar	Timpul de funcționare pentru 5 mm ETP
3 l	6 m <sup>3</sup>	8 h 20 min.
4 l	8 m <sup>3</sup>	6 h 20 min.
5 l	10 m <sup>3</sup>	5 h
6 l	12 m <sup>3</sup>	4 h 10 min.
7 l	14 m <sup>3</sup>	3 h 35 min.
8 l	16 m <sup>3</sup>	3 h 10 min.
9 l	18 m <sup>3</sup>	2 h 40 min.
10 l	20 m <sup>3</sup>	2 h 30 min.

Problema se poate pune și în sensul că fiind dat un debit mai mare la duză – de exemplu 20 m<sup>3</sup>/h – și pentru a compensa ETP = 5 mm, este posibil de a se uda o suprafață de 8 ha.

Prin deschiderea și închiderea vanelor, după un timp sau un debit calculat se asigură udarea necesară (fig. 9.73).



**Fig. 9.73.** Schema rețelei de irigare automată prin picurare:

1 – vană volumetrică; 2 – vană cu comandă hidrolică;

3 – rampe de irigare cu picurătoare; 4 – suprafața unitară în funcție de debitul picurătoarelor și debitul orar utilizabil;

5 – resort; 6 – membrana; a – vană închisă;

b – vană deschisă.

Între sistemele de picurare bine puse la punct din punct de vedere al automatizării este sistemul de udare aplicat în Franța. Instalațiile de automatizare țin cont de numeroși factori, printre care cel mai important este evapotranspirația potențială. În Franța, instalațiile pot fi semiautomate și automate.

1. *Instalația semiautomată* folosește programarea secvențială hidrolică a udărilor și se compune din: conducte secundare, conducte de udare, vane-filtru, vane hidrolice normale, limitator de debit, vane volumetrice și vane cu membrană. În cadrul funcționării instalației, operatorul afișează volumul de apă pe un buton gradat, care provoacă deschiderea vanei volumetrice. Trecerea apei antrenează o elice, a cărei mișcare este transmisă de către un tren de angrenaje butonului gradat, care revine lent la zero, vana închizându-se automat. Deschiderea primei vane volumetrice provoacă închiderea vanei cu membrană, plasată în avalul celei de a doua vane volumetrice. Vana cu membrană are un clapet de închidere, care este dirijat



de o membrană subțire, în timp ce un resort aplică clapeta pe corpul inferior al vanei. Aceasta se găsește închisă când presiunea în rețea acționează pe cele două fațete ale membranei. Ea se deschide când presiunea rețelei încetează de a fi aplicată pe fața superioară. Când prima vană volumetrică este deschisă, vana cu membrană, plasată în avalul celei de-a doua vane volumetrice, se deschide. Atunci se afișează un volum de apă pe cea de-a doua vană și se asigură închiderea vanei cu membrană, plasată în avalul celei de-a treia vane volumetrice. Închiderea fiecărei vane volumetrice provoacă deschiderea vanei cu membrană din coloana următoare (astfel făcând disponibil debitul afișat pe butonul vanei respective), până la terminarea ciclului programat.

2. *Instalația automată* are la bază aceleași elemente, dar o programare electrică. Cu ajutorul instalației se apreciază nevoile de apă, în funcție de timpul în care se face udarea, se hotărăște punerea în funcțiune a udării, se organizează manevrarea vanelor pentru a asigura utilizarea optimă a debitului disponibil, se comandă injectarea îngrășămintelor în apa de udare. Părțile componente sunt: conductele de distribuție, conductele secundare, antena, electrovanele și circuitul pilot programator. Circuitul pilot face transformarea semnalelor electrice în semnale hidraulice.

În figura 9.74 se poate urmări schematic injectarea îngrășămintelor, comandată de programator.

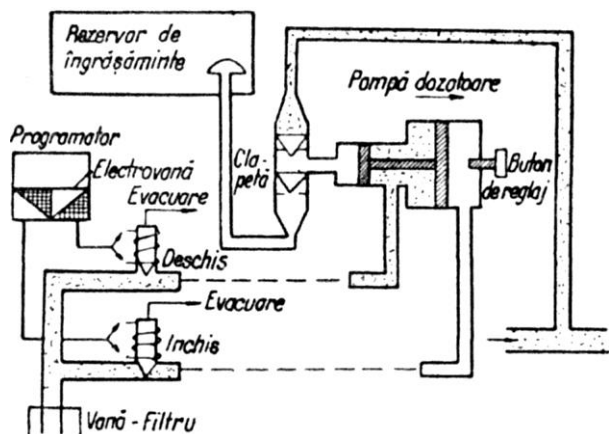


Fig. 9.74. Injectarea îngrășămintelor, operațiune comandată de programator.

Ciclul de comutare – programare – aservire se aplică pentru fiecare suprafață udată prin metoda picurării. Comutarea se face prin manevrarea vanelor cu comandă manuală sau programată zilnic (ceas cu contacte și o baterie de vane electrice). Durata de udare este dată de un ceas cu contacte electrice. Se face transformarea semnalului electric în semnal hidraulic și când programatorul comandă deschiderea electrovanei, apa circulă prin aceasta și acționează asupra vanei hidraulice cu membrană, punând-o sub presiune. Aceasta din urmă

închizându-se oprește circulația apei prin conductele de udare. Electrovana este deschisă pe timpul intervalului dintre udări. Când programatorul comandă închiderea electrovanei (circuitul electric deschis), apa nu mai circulă prin ea, dar pune vana hidraulică sub presiune atmosferică, deschizând-o, astfel că apa este trimisă în conductele de distribuție. Programatorul poate comanda mai multe grupuri de electrovane combinate cu vane hidraulice cu membrană, a căror funcționare se face prin rotație.

O instalație mai evoluată, care întrunește un ansamblu de decizii luate în funcție de instrucțiunile date, este alcătuită dintr-un evaporimetru-pilot; acesta apreciază necesitățile de apă și prin intermediul unui montaj electronic, pune în funcțiune mai multe temporizatoare ce telecomandă mai multe obturatoare. Evaporimetrul este un bac cu diametrul de 10 cm, ce conține apă și în care se scufundă doi electrozi (fig. 9.75).

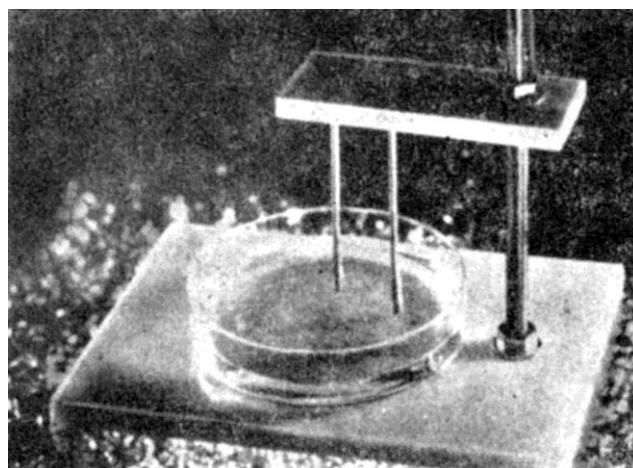


Fig. 9.75. Bac evaporimetru.

Electrozii sunt parcurși de un curent de slabă intensitate. În apa din bac se pune o picătură de mercur, care nu dă voie să crească alge și bacterii. Când apa din bac se evaporă, nivelul apei coboară, până la întreruperea curentului dintre electrozi, punând în funcțiune (prin intermediul unui montaj electronic) un programator care comandă închiderea și deschiderea vanelor cu membrană.

În cursul ciclului, o pipetă, acționată de către circuitul de comandă a vanelor cu membrană, reîncarcă bacul evaporimetru, trimițându-i un volum de apă de asemenea reglabil. O astfel de pipetă se poate vedea în figura 9.76 (R. Rutten).

Cel care irigă afișează pe un programator durata de udare, a cărei frecvență depinde de reglarea pipetei și de evapotranspirația potențială locală. Programatorul cuprinde: intrare, ceas, temporizatoare la comanda vanelor, contor la comanda injectării de îngrășămintele. Aceste module sunt izolate în material plastic și astfel ferite de influența agenților externi.

Programatorul are posibilitatea de a accelera derularea unui ciclu, astfel că un program de 6 ore se derulează în 6 minute. Ansamblul format din bacul evaporimetru, pipeta și programatorul se montează într-un adăpost meteorologic.

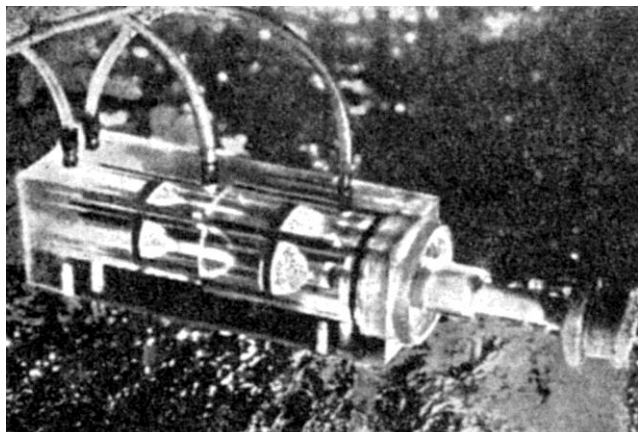


Fig. 9.76. Pipetă pentru reîncărcarea bacului evaporimetric.

Schemele de funcționare a programatorului au două variante:

1) Programatorul acționează pipeta automată ce injectează apă în bac, prin intermediul unui motor electric, și comandă închiderea și deschiderea vanei hidraulice, prin intermediul unei electrovane fig. 9.47).

2) Programatorul acționează electrovanele, iar comanda pipetei se face hidraulic din avalul acestora (v. fig. 9.48).

În unele sisteme de udare prin picurare, automatizarea cunoaște o aplicare pe o scară tot mai mare. În figura 9.77 se poate urmări schema funcțională a in-

stalației electronice a udării programate. Se observă că instalația are la bază tot bacul evaporimetru pentru determinarea evapotranspirației.

**Elemente de dimensionare a rețelei de irigare prin picurare.** Dimensionarea unei amenajări de udare prin picurare pornește, ca și la celelalte amenajări, de la elementele de udare. Astfel, în cazul udării prin aspersiune se cunoaște debitul aspersorului și suprafața ce trebuie udată; în cazul udării prin picurare se pornește de la debitul duzei și de la raportul dintre suprafața totală udată și suprafața totală cultivată.

Calculul lungimii și diametrului liniei de irigație se bazează în general pe considerente economice. Un sistem de irigație mai ieftin se obține prin reducerea diametrului și a lungimii liniei de irigație. De exemplu, întrebuițând duze cu un debit de 3,8 l/h așezate la 1 m distanță de-a lungul liniei de udare este posibil să se folosească o linie de irigație de 40 m, cu un diametru de 12 mm și cu o pierdere de sarcină de 10%.

Deoarece debitul la duze variază de-a lungul liniei de udare, scăzând din amonte spre aval, este necesar să se facă o dimensionare a lungimii rețelei de udare astfel încât debitul să se mențină aproximativ constant, admitând însă o variație de circa 20% între extremitățile conductei.

Utilizând modelul matematic al distribuției continue a debitului (fig. 9.78), pe o conductă cu orificii aflate la distanțe egale de secțiuni egale pentru un teren orizontal și un coeficient de debit mediu se obține:

$$dy = cq_x^2 \cdot dx \quad (29)$$

în care:

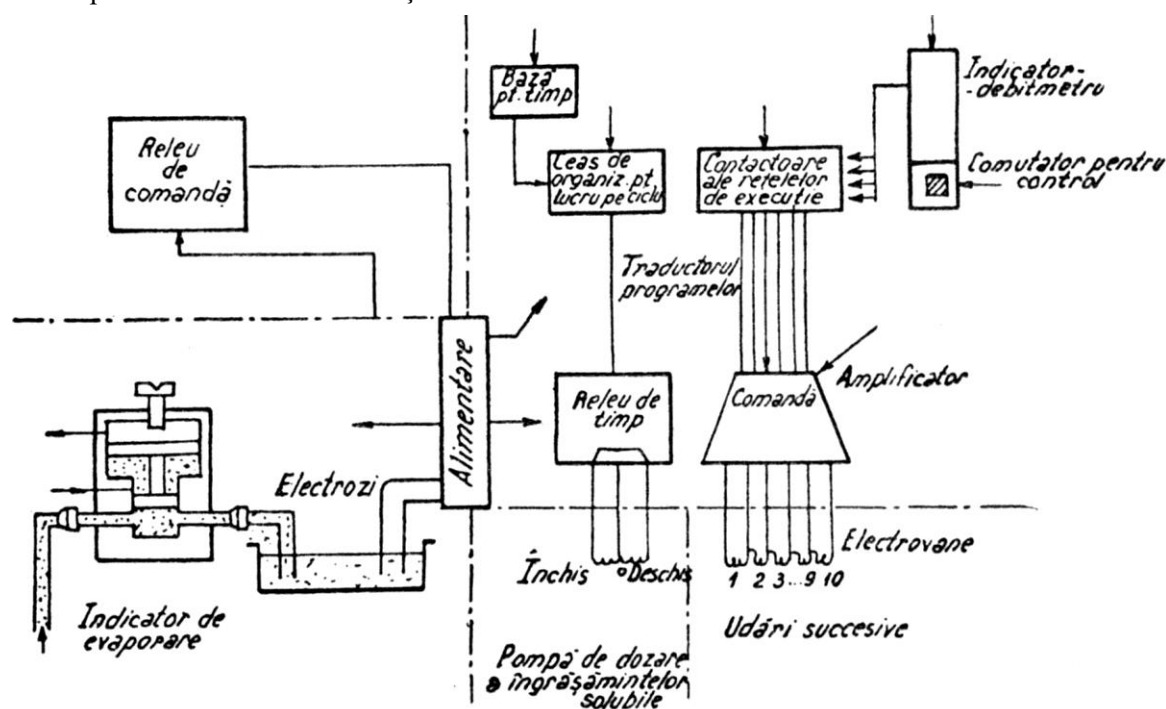


Fig. 9.77. Schema funcțională a instalației electronice de programare a irigației.



$dy$  este pierderea elementară de sarcină pe lungimea  $dx$ ;

$q_x$  – debitul care curge printr-un orificiu aflat la distanța  $x$  față de extremitatea aval;

$c = \frac{8\lambda}{g\pi^2 D^5}$  – termen ce ia în considerație coeficientul de rezistență  $\lambda$  și diametrul conductei  $D$ .

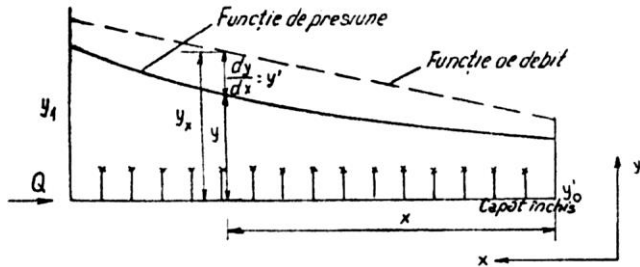


Fig. 9.78. Modelul matematic al distribuției continue a debitului.

Debitul elementar pe distanța  $dx$  este exprimat, în acest caz, prin relația:

$$dq_x = \frac{c_1}{b} \sqrt{y} dx \quad (30)$$

în care:

$$c_1 = \mu f \sqrt{2g}$$

$\mu$  – este coeficient de debit mediu al orificiilor și are valoarea 0,6 (obținut în urma experimentărilor);

$f$  – secțiunea orificiului;

$b$  – distanța dintre două orificii;

$y$  – înălțimea piezometrică la distanța  $x$  față de extremitatea aval.

Integrând (30) și introducând în (29) obținem:

$$\frac{dy}{dx} = c \frac{c_1^2}{b^2} \left[ \int_0^x \sqrt{y} dx \right]^2 \quad (31)$$

Din relația (31) se obține:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = 2c \frac{c_1^2}{b^2} \left[ \int_0^x \sqrt{y} dx \right] \sqrt{y} \quad (32)$$

$$\text{Dar } \frac{c_1}{b} = \frac{q_x}{\int_0^x \sqrt{y} dx}, \text{ iar } q_x = \sqrt{\frac{1}{c} \frac{dy}{dx}}$$

Relația (32) se transformă în:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = 2 \frac{c_1}{b} \sqrt{c \frac{dy}{dx}} \sqrt{y} \quad (33)$$

Notând:  $V = \frac{dy}{dx}$  și  $k = \frac{2c_1 \sqrt{c}}{b}$ , se ajunge la următoarea ecuație diferențială, cu variabile separate:

$$\frac{V}{\sqrt{V}} = k \sqrt{y} dy$$

După integrare și înlocuirea cu  $k$ , rezultă:

$$\frac{2}{3} V^{\frac{3}{2}} = \frac{4c_1}{3b} \sqrt{c} h^{\frac{3}{2}} + C'$$

Constanta de integrare  $C'$  se determină în condițiile inițiale: pentru  $x = 0$ ;  $V = 0$  și  $I_i = y_0$ .

$$C' = \frac{4}{3} \frac{c_1}{b} \sqrt{c} y_0^{\frac{3}{2}} \quad (34)$$

Se menționează că  $y$  reprezintă înălțimea piezometrică la primul orificiu, iar  $y_0$  sarcina la extremitatea aval a conductei.

Prin înlocuirea constantei  $C'$ , relația care se obține este următoarea:

$$\frac{2}{3} V^{\frac{3}{2}} = \frac{4}{3} \frac{c_1}{b} \sqrt{c} y^{\frac{3}{2}} - \frac{4}{3} \frac{c_1}{b} h_0^{\frac{3}{2}} \sqrt{c} \quad (35)$$

Notând cu „ $A$ ” raportul dintre sarcina într-o secțiune oarecare ( $y$ ) și cea a extremității aval ( $y_0$ ), ținând

seama că  $V = \frac{dy}{dx}$  și efectuând unele operații în relația (35) obținem:

$$\frac{dy}{dx} = \left( 4 \frac{c_1^2}{b^2} c \right)^{\frac{1}{3}} \cdot y_0^{\frac{1}{3}} \cdot \left( A^{\frac{3}{2}} - 1 \right)^{\frac{2}{3}} \quad (36)$$

Reunind constantele sub forma:  $c_1^2 \cdot c \cdot d = k_1$  din (36) se obține:

$$\frac{dy}{y_0 dx} = \frac{\sqrt[3]{4k_1}}{b} \left( A^{\frac{3}{2}} - 1 \right)^{\frac{2}{3}} \quad (37)$$

Din  $\frac{y}{y_0} = A \Rightarrow \frac{dy}{y_0 dx} = \frac{dA}{dx}$ , ceea ce permite ca

(37) să se transforme într-o ecuație diferențială:

$$\frac{dA}{dx} = \frac{\sqrt[3]{4k_1}}{b} \left( A^{\frac{3}{2}} - 1 \right)^{\frac{2}{3}}$$

Pentru integrare folosim substituția:

$$\left( \frac{A^{\frac{3}{2}} - 1}{A^{\frac{3}{2}}} \right)^{\frac{1}{3}} = t$$

Făcând unele operații și integrând relația (37) obținem:

$$\sqrt[3]{4k_1} \frac{x}{b} + C_1 = \frac{1}{3} \ln \left[ 1 + \frac{3t}{(1-t)^2} \right] + \frac{2}{3} \sqrt{3} \arctg \frac{2t+1}{\sqrt{3}} \quad (38)$$

Determinând constanta din condițiile inițiale ale problemei și înlocuind în (38) obținem:

$$3xB = \ln \frac{(1-t)^2 + 3t}{(t-1)^2} + 3,46 \arctg \frac{2t+1}{\sqrt{3}} \quad (39)$$

$$\text{în care: } B = \frac{\sqrt[3]{4k_1}}{b}$$

Cu ajutorul relației (39) se poate determina distribuția presiunilor de-a lungul unei conducte, la care distanța dintre orificii, materialul conductei, diametrul conductei și lungimea pot avea orice valoare. În tabelul 9.15 sunt prezentate câteva rezultate experimentale care prin prelucrare au condus la elaborarea graficului din figura 9.79.

Se observă că:

$$\text{Dacă } \frac{y}{y_0} \rightarrow \infty \quad t \rightarrow 1 \quad \ln \frac{t^2 + t + 1}{(t-1)^2} \rightarrow \infty$$

$$\operatorname{arctg} \frac{2t+1}{\sqrt{3}} \rightarrow \operatorname{arctg} \frac{3}{\sqrt{3}}$$

rezultă valoarea asimptotei:  $3,46 \operatorname{arctg} \frac{3}{\sqrt{3}} = 3,54$

Practic, când  $\frac{y}{y_0} > 5$ , valoarea termenului  $\operatorname{arctg}$  se poate considera egală cu 3,54. Din această cauză, pe scara semilogaritmică, începând de la  $\frac{y}{y_0} \approx 5$ , valoarea

lui  $3Bx$  crește liniar. Din relația (39) rezultă că valoarea

$\frac{y}{y_0}$ , deci raportul presiunii aparținând unei distanțe oarecare și a presiunii la capătul aval ( $x=0$ ) nu depinde de debitul din conductă.

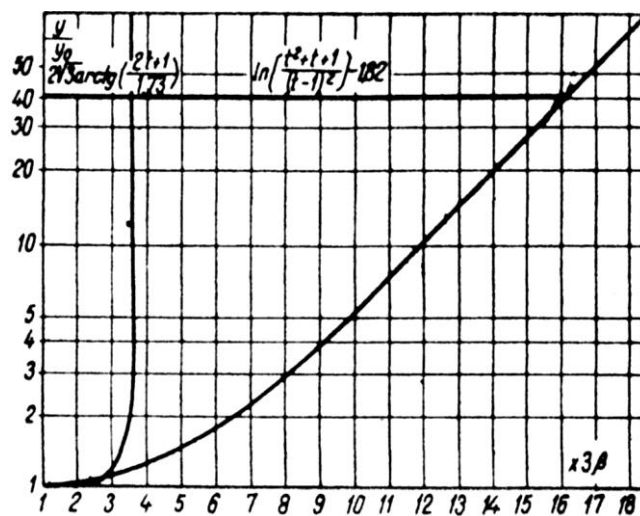


Fig. 9.79. Reprezentarea grafică a rezultatelor experimentale.

**Tabelul 9.15.** Rezultatele experimentale privind distribuția presiunilor în lungul conductei de picurare

$\frac{y}{y_0}$	$t^2$	$3Bx$	$\frac{y}{y_0}$	$t^2$	$3Bx$	$\frac{y}{y_0}$	$t^2$	$3Bx$
1,01	0,069	1,575	1,50	0,596	5,340	12,00	0,982	12,330
1,02	0,096	1,862	1,60	0,633	5,646	13,00	0,984	12,545
1,03	0,129	2,169	1,70	0,670	5,964	14,00	0,986	13,081
1,04	0,154	2,390	1,80	0,698	6,178	15,00	0,988	13,212
1,05	0,178	2,570	1,90	0,724	6,385	16,00	0,988	13,391
1,06	0,192	2,677	2,00	0,746	6,600	17,00	0,990	13,588
1,07	0,208	2,812	2,50	0,820	7,434	18,00	0,990	13,711
1,08	0,229	2,941	3,00	0,867	8,140	19,00	0,990	13,907
1,09	0,245	3,059	3,50	0,894	8,636	20,00	0,990	14,120
1,10	0,256	3,130	4,00	0,915	9,089	25,00	0,992	14,533
1,12	0,289	3,300	4,50	0,923	9,361	30,00	0,994	15,350
1,14	0,318	3,542	5,00	0,939	9,851	35,00	0,995	15,784
1,16	0,339	3,686	5,50	0,946	10,067	40,00	0,996	16,201
1,18	0,362	3,828	6,00	0,954	10,440	45,00	0,996	16,363
1,20	0,382	3,980	6,50	0,958	10,628	50,00	0,996	16,877
1,22	0,404	4,081	7,00	0,964	10,930	55,00	0,998	17,080
1,24	0,423	4,199	7,50	0,966	11,020	60,00	0,998	17,450
1,26	0,439	4,317	8,00	0,970	11,320	65,00	0,998	17,656
1,28	0,456	4,436	8,50	0,972	11,432	70,00	0,998	17,891
1,30	0,474	4,544	9,00	0,974	11,590	75,00	0,998	18,112
1,35	0,504	4,737	9,50	0,976	11,653	80,00	0,998	18,120
1,40	0,538	4,981	10,00	0,978	11,926	90,00	0,998	18,515
1,45	0,567	5,160	11,00	0,980	12,119	100,00	0,998	19,023

Cu ajutorul acestei metode se poate calcula curba caracteristică a unei conducte care distribuie apa prin orificii la distanțe egale, sau se poate determina capacitatea de transport a unei conducte de lungime finită, în funcție de presiunea măsurată la capătul amonte.

În mod practic, între orificii au loc variații de debit, presiunea scăzând liniar. La orificii, în funcție de debitul distribuit, se schimbă curbura liniilor piezometrice. Deci linia piezometrică este o linie poligonală care tinde progresiv spre orizontală și o atinge la ultimul orificiu. Fenomenul este descris, așa după cum s-a văzut, de o ecuație diferențială, care poate fi rezolvată cu ajutorul calculatorului electronic. Linia poligonală se poate înlocui cu una continuă, care reprezintă înfășurătoarea ei.

Precizia rezultatelor obținute prin rezolvarea ecuației diferențiale se exprimă prin distanța maximă dintre orificii la care metoda prezentată se mai poate aplica.

Deci, pornind de la (39), se poate afla cu ușurință  $y$ , folosind tabelul de valori 9.17 sau graficul din figura 9.79.

Cunoscând lungimea conductei de udare și distribuție între duze, se poate determina debitul în capătul amonte (având impus debitul la duză). De asemenea se poate determina diametrul conductei de transport, în funcție de numărul conductelor de udare cu debitul lor caracteristic.

Capacitatea fertilizatorului instalației de udare se va alege astfel încât prin el să treacă  $\frac{1}{3} \dots \frac{1}{4}$  din apa de pe conducta de transport; cu debitul și pierderile de sarcină cunoscute se poate dimensiona și stația de pompare.

**Scheme de amenajare.** Distribuția orificiilor de irigație (picurătoare) de-a lungul conductei de udare se stabilește, în general, avându-se în vedere cultura ce urmează a fi irigată, distanța dintre rânduri și tipul de sol. De asemenea, se iau în considerație practica agro-tehnică și costul instalației.

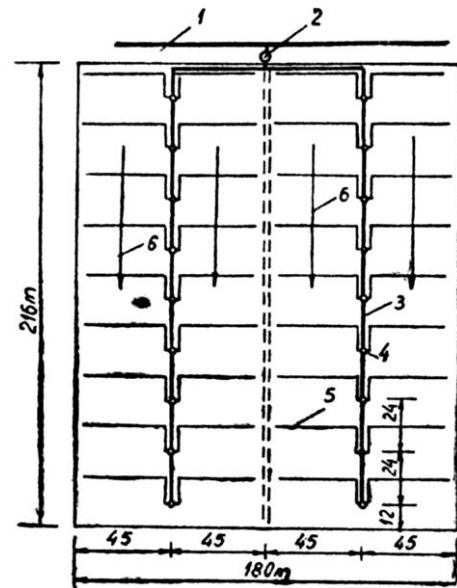
Până în prezent sunt semnificative schemele de udare din Israel și Franța. Schema A din figura 9.80 reprezintă modul de amenajare, în general, în Israel [4]. Schema este cu conducte de udare mobile, care ocupă în curs de 6 zile 24 poziții succesive. Elementele componente sunt:

- conducte inactive de 2", cu lungimi de 216 m, dispuse în U la distanțe de 90 m și cuplate la hidranții rețelei fixe îngropate;

- conducte de udare cu diametrul de 16 mm și lungimi de 57 m, care funcționează în 24 de poziții, servind o suprafață dreptunghiulară de 45 m x 24 m.

Pentru o normă de udare de 300-400 m<sup>3</sup>/ha și duze cu  $q = 10$  l/h, timpul de staționare este de 3-4 ore.

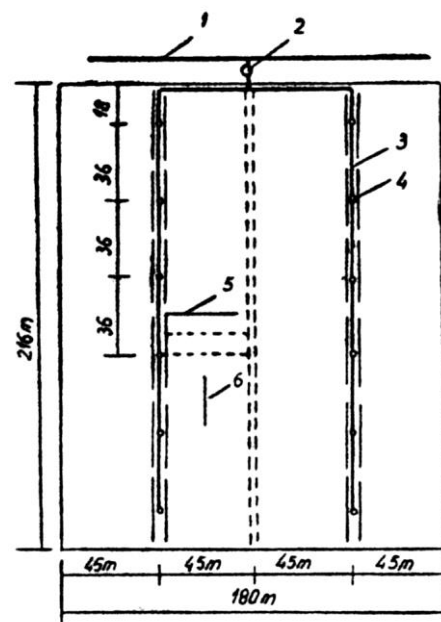
Suprafața udată este de 3,9 ha în formă dreptunghiulară, cu dimensiunile 216 m pe 180 m.



**Fig. 9.80.** Schema A de amenajare pentru irigare prin picurare cu conductă de udare mobilă: 1 – antenă; 2 – racord de filtrare și fertilizare; 3 – conductă de transport; 4 – robinet cu reglator de debit; 5 – aripă de picurare; 6 – direcție de mutare.

Lista de piese ce fac parte din echipamentul de udare și elementele tehnico-funcționale ale schemei de udare cu conducte de udare mobile sunt prezentate în tabelul 9.16 [42], respectiv în tabelul 9.17 [4].

Figura 9.81 prezintă o schemă de amenajare de tip fix (schema B).



**Fig. 9.81.** Irigarea prin picurare, schema B: 1 – antena; 2 – racord de filtrare; 3 – conductă de transport; 4 – robinet cu reglator de debit; 5 – aripă de picurare; 6 – direcția de mutare.

**Tabelul 9.16.** Elementele echipamentului de udare prin picurare schema A

Ne. crt.	Denumirea piesei	U/M	Cantitatea	Observații
1.	Cap de fertilizare-filtrare $D_n = 2''$	buc	1	Tip Bernad
2.	Teu $D_n = 2''$	buc	1	
3.	Startere $D_n = 2''$	buc	4	
4.	Stuțuri de îmbinare $D_n = 2''$	buc	4	
5.	Stuțuri de îmbinare $D_n = 16$ mm	buc	16	Tip 97-4-93-71*
6.	Obturatoare $D_n = 2''$	buc	2	
7.	Conducte de polietilenă $D_n = 2''$	ml	520	16 – 20 – 01
8.	Inele $D_n = 32$ mm	buc	40	
9.	Priză cu mai multe ieșiri dop, regulator de debit (900 l/h)	buc	18	
10.	Teuri $D_n = 16$ mm	buc	18	
11.	Conductă de polietilenă $L = 60$ m, $D_n = 16$ mm	ml	960	
12.	Duză de picurare	buc	1620	

\* După notațiile de fabricație prezentate de „The Union of Water engineers”.

**Tabelul 9.17.** Elementele tehnico-funcționale ale irigației prin picurare schema A

Nr. crt.	Denumirea	Caracteristici
1.	Sistem	Conducte de udare mobile
2.	Norma de udare (mm/8 zile)	30-40
3.	Debitul duzei (l/h)	10
4.	Distanța între duze (m)	1,0
5.	Distanța dintre duze, poziție succesivă (m)	1,0
6.	Intensitatea udării (mm/h)	10
7.	Numărul de udări pe zi	4
8.	Numărul de mutări pe ciclu de 6 zile	24
9.	Lungimea liniei de picurare (m)	45
10.	Suprafața ocupată (udată) de o linie de picurare (ha)	0,108
11.	Suprafața irigată (ha)	3,886
12.	Numărul de linii care lucrează concomitent în schemă (buc)	36
13.	Debitul total necesar ( $m^3/ha$ )	16,2
14.	Presiunea necesară la cap ( $m H_2O$ )	20,0

Schema de amenajare cu conducte de udare fixe sub aspectul părților componente și al dimensiunilor lor este identică cu cea cu conducte mobile. Deosebirea constă în faptul că aripa de udare este fixă în perioada de vegetație, ceea ce mărește foarte mult cantitatea de conducte. Ea poate funcționa independent cu sursă proprie de alimentare cuplată la conducte îngropate. Lista de piese pentru echipamentul fix și elementele tehnico-funcționale ale schemei de udare cu conductă de udare fixă sunt date în tabelul 9.18 [42] și respectiv tabelul 9.19 [4].

Tot în Israel se folosește și o schemă complexă, care îmbină elementele de la schemele de amenajare fixe și mobile. Distanța între conducte este 432 m, la fel ca la udarea prin aspersiune cu conducte semimobile sub presiune.

**Tabelul 9.18.** Echipamentul elementelor de udare prin picurare schema B

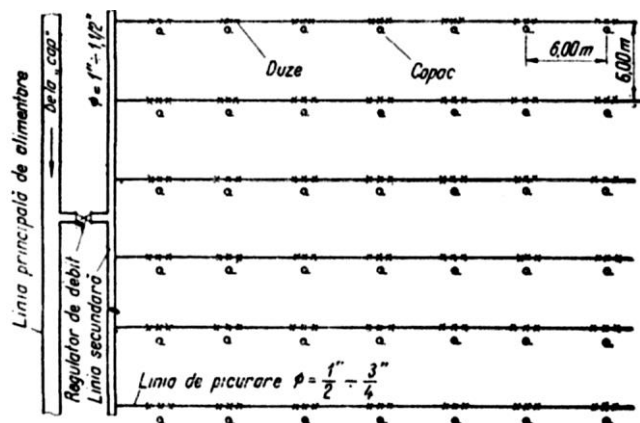
Nr. crt.	Denumirea materialului	U/M	Cantitatea	Observații
1.	Cap complet de filtrare și fertilizare $D_n = 2''$	buc	1	Tip Bernad
2.	Teuri $D_n = 2''$	buc	1	
3.	Racorduri 1,5''	buc	24	
4.	Cruci 2''	buc	12	
5.	Dopuri 2''	buc	2	
6.	Startere	buc	2	
7.	Mânecute	buc	28	97-81-01
8.	Conductă de polietilenă 2''	ml	520	
9.	Reducții 2'' și 1,5''	buc	24	
10.	Teuri 1,5''	buc	24	
11.	Valve 1,5''	buc	24	
12.	Startere 1,5''	buc	96	
13.	Conducte de polietilenă 1,5''	ml	860	
14.	Dopuri 1,5''	buc	48	
15.	Priză cu racord regulator de debit de 900 l/h și teuri	buc	432	91-56-31
16.	Conductă de polietilenă $L = 46$ m, $D_n = 16$ mm	trons.	864	
17.	Duze cu cap	buc	3888	
18.	Mânecute	buc	8	95-81-01
19.	Inele 82 mm	buc	780	

**Tabelul 9.19.** Elementele tehnico-funcționale ale irigației prin picurare schema B

Nr. crt.	Denumirea elementelor	Caracteristici
1.	Sistem	conductă de udare fixă pe mai multe ploturi
2.	Norma de udare (mm/6 zile)	30-40
3.	Debitul duzei (l/h)	10
4.	Distanța între duze (m)	1,0
5.	Distanța între conductele de udare (m)	1,0
6.	Intensitatea udării (mm/h)	10
7.	Numărul de ploturi (udate pe zi) (nr)	4
8.	Număr total de parcele udare la un ciclu de 6 zile (nr)	24
9.	Lungimea conductei de udare (m)	45
10.	Aria udată de o conductă de udare (m <sup>2</sup> )	45
11.	Numărul de conducte de udare (buc)	36
12.	Suprafața plotului (m <sup>2</sup> )	1620
13.	Suprafața totală irigată (ha)	3,888
14.	Debitul total (m <sup>3</sup> /ha)	16,2
15.	Presiunea necesară (mCA)	20,0

În S.U.A. și Australia se folosește mai frecvent schema de amenajare cu conducte fixe și tuburi capilare, care sub aspectul părților componente și dimensionale se aseamănă cu celelalte două, mai sus amintite, cu deosebirea că duzele sunt înlocuite cu tuburi capilare. În această schemă, lungimea conductei de udare se micșorează de circa șase ori, prin faptul că distribuția apei la plantă se asigură prin tuburile capilare.

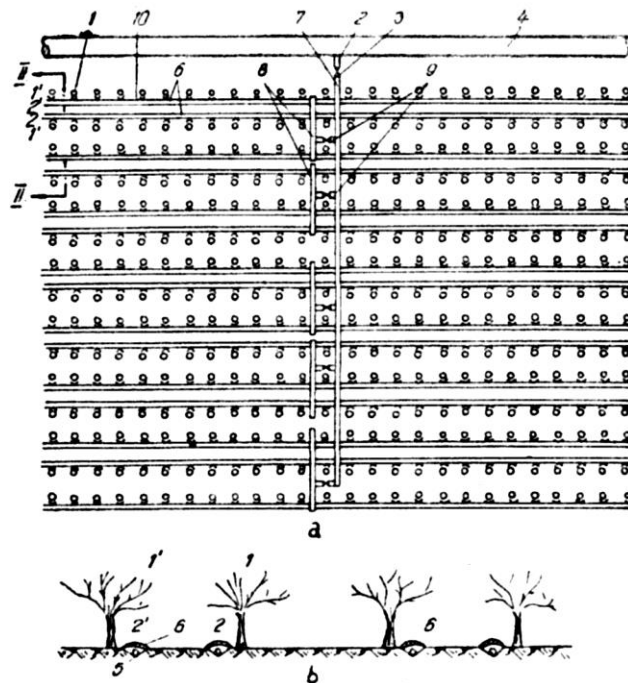
În figura 9.82 se arată schema de udare cu conducte perforate care debitează în rigole de infiltrație, folosită în Franța. Suprafața ocupă 1 ha și este plantată cu piersici. Livada se împarte astfel încât să se ude succesiv cu un debit de 1 l/s.



**Fig. 9.82.** Schema de udare cu conducte perforate.

În figura 9.83 se dă schema de udare a unei plantații din Franța de sud (Bas-Rhône – Languedoc), a cărei instalație este compusă din rampele de distribuție (10) cu orificii (5) cu diametru  $D_n = 1,5- 2,5$  mm, care distribuie apa în rigole (6) paralele cu rândurile de pomi (1) cu un debit, pe un metru liniar de rigolă, cuprins între  $2 \text{ cm}^3/\text{s}$  și  $5 \text{ cm}^3/\text{s}$ .

Rampele (10) sunt repartizate în grupe (8), fiecare (grupă) fiind racordată la o conductă comună de distribuție (7), prin vanele (9).



**Fig. 9.83.** Irigarea plantațiilor prin conducte perforate: a – schemă de plan; b – schemă secțiunea II-II.

Timpul de deschidere a vanelor este reglat manual sau automat, după program.

Irigarea prin picurare cu rampe perforate se aplică în special livezilor, viilor și culturilor legumicole.

### 9.3. IRIGAREA PRIN BRAZDE

Aspectele legate de evoluția pe scară mondială a sistemelor și metodelor de irigație, expuse în capitolele 1 și 2, au cuprins și metodele de irigație prin scurgere la suprafață și bivalentă (brazde și aspersiune); aceste aspecte, exemplificate prin S.I. Chélif din Algeria (v. cap. 2), vor fi prezentate în continuare.

Datorită avantajelor tehnice și economice pe care le prezintă irigația prin brazde în anumite condiții naturale, sectorul de îmbunătățiri funciare din țara noastră are în plan ca pe mai mult de 50% din suprafața irigată să execute amenajări pentru udări pe brazde; unele culturi, cum ar fi plantațiile pomicole, plantațiile

viticole și culturile de legume, se vor iriga în cea mai mare parte prin brazde. „Normativul privind alegerea metodelor de udare” [68], elaborat de Institutul de studii și proiectări pentru îmbunătățiri funciare în anul 1975, acordă o deosebită importanță stabilirii condițiilor în care trebuie executate amenajări de irigație prin brazde; în tabelul 9.20 sunt prezentate sintetic aceste condiții.

Trebuie precizat că irigarea prin brazde se realizează în condițiile unei nivelări riguroase a terenului (terasamentele de nivelare pot fi de 100 până 1000 m<sup>3</sup>/ha) și a unui control atent al nivelului freatic și al bilanțului hidrosalin (fig. 9.84). Normativul pentru stabilirea metodelor de udare limitează volumele maxime de terasament pentru nivelare și arată condițiile și perioada când se execută rețelele de desecare sau drenaj (v. tab. 9.23).

Subliniem de asemenea importanța ce se acordă, pe glob, realizării unor sisteme de irigație prin brazde care să reducă consumul de muncă necesar efectuării udărilor. În cadrul Institutului politehnic „Gh. Asachi” Iași – Laboratorul de irigații și drenaje – există preocupări în acest sens (v. fig. 8.28), realizându-se și studiindu-se unele procedee de automatizare a udărilor pe brazde.

În cele ce urmează ne vom ocupa de câteva din problemele legate de calculele privind proiectarea amenajării de irigație prin brazde.



**Fig. 9.84.** Terenuri amenajate pentru irigația pe brazde; nivelarea terenurilor, instalații de drenaj și pentru controlul nivelului freatic (foto autor în Golodnaia Stepî – Republica Uzbekă, fosta Uniune Sovietică, 1975).

### 9.3.1. ELEMENTE DE CALCUL PENTRU UDAREA PRIN BRAZDE

#### 9.3.1.1. Lungimea brazdei

Lungimea brazdei este necesar să aibă o valoare care să asigure un optim între productivitatea muncitorilor udători și calitatea udării.

**Tabelul 9.26.** Condiții în care se aplică irigația prin brazde [după 68]

Condiții naturale			Condiții și măsuri tehnice
Panta terenului	Microrelief Terasament pentru nivelare		
Sub 0,07%	Sub 800 m <sup>3</sup> /ha		Nivelare astfel încât panta brazdei să fie de 0,07%.
0,07-3%	Sub 800 m <sup>3</sup> /ha		Nivelare.
	Media pe sistem		
3-5%	Sub 500 m <sup>3</sup> /ha		Nivelare; alimentarea brazdelor se face cu conducte; panta brazdei sub 2%.
5-10%	Idem		Se aplică în cazul culturilor valoroase care se cultivă pe terase; panta brazdei va fi sub 2%; nu se aplică pe terenuri cu pericol de alunecare.
Coefficient de infiltrație (cm/s)	Adâncimea apei freatice (m)	Mineralizarea apei freatice (g/l)	
2·10 <sup>-3</sup> – 5·10 <sup>-5</sup>	0-3	1,5	Introducerea concomitentă sau anterioară a drenajului.
		1,5	Drenaj executat concomitent cu irigația; spălări dacă sunt necesare.
	3-5	2,1	Desecări executate concomitent cu amenajările de irigații cu posibilitatea introducerii drenajului (ulterior).
		2,1	Drenaj executat concomitent cu amenajările de irigații.
	5-10	2,5	Irigațiile se execută cu rețea de evacuare.
		2,5	Drenaj cu rolul schimbării echilibrului hidrosalin.
	10	–	Se vor executa lucrări de evacuare după necesități

Această lungime este inferioară lungimii maxime a brazdei (lungimea ce poate fi străbătută de un curent permanent) și lungimii necesare (lungime ce poate fi străbătută de apă până la administrarea normei de udare) [50].

După Krivoveaz, lungimea maximă a brazdei se obține pentru pante cuprinse între 1 și 3‰; în afara acestor limite, lungimea brazdei se reduce. Cele mai sigure rezultate privind lungimea optimă a brazdei se obțin determinându-se pe teren, în condiții reale (pantă, textură, permeabilitate), efectul udării pe brazde de diverse lungimi.

O relație curent folosită pentru determinarea lungimii brazdei este:

$$l = \frac{0,000315}{aki} \text{ [m]} \quad (40)$$

în care:

- $l$  – este lungimea brazdei în [m];
- $k$  – coeficient de infiltrație [cm/s];
- $i$  – panta brazdei;
- $a$  – distanța dintre brazde [m].

O metodă mai puțin empirică pentru determinarea lungimii brazdei constă în alegerea acelei lungimi (maxime) pentru care eficiența udării are o valoare convenabilă – minimă admisă (v. 9.3.1.3).

### 9.3.1.2. Debitul brazdei

Din apa pătrunsă în brazdă o parte se infiltrează, iar cealaltă avansează spre capătul aval al brazdei. Între două secțiuni ale brazdei situate la distanța  $d$  una de alta, într-un moment  $t$  al udării, există o diferență de volum de apă infiltrată  $\Delta y$  dată de relația:

$$\Delta y = y(\tau_1) - y(\tau_2) \quad (41)$$

în care:

$$y(\tau) = \int_0^{\tau} I(\tau) d\tau \text{ este volumul de apă infiltrat în}$$

timpul  $\tau$ , pe ml de brazdă ( $\text{m}^3/\text{ml}$ );

$\tau_1, \tau_2$  – reprezintă durata cât staționează apa în secțiunea 1 și respectiv 2;

$I$  – reprezintă viteza de infiltrație a apei în brazdă în momentul  $\tau$  ( $\text{m}^3/\text{s ml}$ ).

În particular, între extremitățile brazdei diferența volumului de apă infiltrată va fi:

$$\Delta y = \int_0^t I(\tau) d\tau - \int_{t_L}^t I(\tau) d\tau \quad (42)$$

în care:

- $t$  este durata udării pe brazdă;
- $t_L$  – timpul de la începerea udării până când apa ajunge în capătul aval al brazdei.

Rezultă deci o neuniformitate a udării, datorită diferenței de timp de staționare a apei în diverse sec-

țiuni ale brazdei. Cu cât crește lungimea brazdei, va crește neuniformitatea udării. Pentru reducerea acestei neuniformități, este necesară reducerea timpului de avans al apei pe brazdă ( $t_L$ ), ceea ce se realizează prin introducerea în brazdă, la începutul udării, a debitului maxim posibil. Acest debit va avea valoarea egală cu *debitul maxim neeroziv* ( $q_c$ ).

Pentru determinarea debitului maxim neeroziv se propune – pentru cazul când nu sunt studii de teren – folosirea relației lui Cridle [67]:

$$q_c = \frac{0,63}{i} \quad (43)$$

în care:

- $q_c$  este debitul maxim neeroziv (l/s);
- $i$  – panta longitudinală a brazdei în %.

În funcție de acest debit se alege mărimea secțiunii brazdei.

Administrându-se pe toată durata udării debitul  $q_c$ , după ce apa ajunge în capătul aval al brazdei, va începe să se evacueze<sup>1</sup> o parte prin șanțul colector din avalul brazdei, deoarece viteza de infiltrație a apei în brazdă scade cu timpul. Pentru legea de variație a vitezei de infiltrație a apei în brazdă s-au propus diverse forme care trebuie să satisfacă următoarele condiții:

- funcția  $y(t)$  să fie crescătoare în timp;
- funcția  $\frac{dy}{dt}$  să fie necrescătoare în timp.

Ambele condiții sunt date de criterii fizice: volumul de apă infiltrată pe ml de brazdă crește în timp, iar viteza de infiltrație scade în timp.

$$\left. \begin{aligned} y &= b(1 - e^{-\beta t}) \\ y &= \frac{a \cdot t}{b(1 - e^{-\beta t})} \end{aligned} \right\} \text{Horton, 1940 (SUA)}$$

$$y = k \cdot t^\alpha; 0 \leq \alpha \leq 1 \left\{ \begin{array}{l} \text{Kosteakov, 1932} \\ \text{Levis, 1937} \end{array} \right. \quad (44)$$

$$y = S \cdot t^{0,5} + A \cdot t \quad \text{Philipp, 1954}$$

în care:

- $t$  este timpul de infiltrație;
- $y$  – stratul de apă infiltrat în perioada 0- $t$ ;
- $a, b, \alpha, \beta, A, S$ , – parametri în funcție de sol și condițiile inițiale.

În plus, este de notat că la primele udări, viteza de infiltrație a apei în brazdă este mai mare decât la următoarele, când structura solului se prezintă distrusă în parte de udările anterioare; rezultă deci necesare un debit mai mare pe brazdă la primele udări și „flexibi-

<sup>1</sup> Notăm că principalul nu are importanță dacă brazda este închisă sau nu la capătul aval; capătul aval liber permite însă ca brazdele să comunice între ele și se asigură o mai bună uniformitate a udării între brazde.

litatea” în exploatare a instalației de udare.

Pentru a nu pierde apă în aval ar fi necesară o instalație de distribuție a apei la brazde, cu un debit variabil, care să urmărească consumul acesteia.

Practic se folosesc două metode:

a) Se administrează pe 3/4 din timpul de avans ( $t_L$ ) debitul inițial ( $q_i$ ) egal cu debitul maxim neeroziv ( $q_i = q_e$ ), apoi se administrează un debit de regim ( $q_r$ ) egal cu  $1/2 q_i$ , până la admiterea în brazdă a volumului dorit;

b) Se administrează permanent debitul  $q_i \leq q_e$ , iar surplusul de apă este colectat prin rețeaua de evacuare și alimentează parcelele situate în aval, după ce se ridică (sau nu) apa prin pompare la o cotă de dominație. Acest al doilea sistem, denumit „cu recirculare”, se folosește mai ales în S.U.A [59]. La noi, această metodă se aplică în Făgăraș, la irigarea fânețelor cu „rigole horizontale” [3].

Folosirea unui debit inițial redus, pe lângă o neuniformitate a udării, conduce și la pierderi mari de apă în adâncime.

La primele udări din perioada de vegetație stratul de sol exploatat de plante – mai ales de cele mono-anuale – este redus și necesită norme mici de udare. Durata relativ mare a avansului (în comparație cu durata udării) ar conduce la pierderi mari de apă în adâncime în condițiile asigurării unui minim de infiltrație în capătul aval. Administrarea unei norme mici de udare conduce la o neuniformitate mare a volumului de apă infiltrat în lungul brazdei. Pentru a înlătura această deficiență se ține cont și de circulația orizontală a apei și se folosește metoda udării brazdelor alternant, una da, una nu, iar la udarea următoare se udă pe brazdele nefolosite anterior. Se asigură astfel o durată mai mare a udării și un raport mai favorabil între timpul de avans și durata totală a udării, după cum se va arăta în paragraful următor.

Prima metodă (a) implică o schemă de organizare a udărilor dificilă, iar a doua metodă (b) implică cheltuieli de exploatare ridicate.

Experimental se poate determina variația în timp a consumului de apă al brazdei astfel: se alimentează brazda cu debitul  $q_i$  și se măsoară variația în timp a debitului  $q_{ev}$  ce trece peste un deversor instalat în capătul aval al brazdei. Debitul consumat de brazdă  $q_c$  este:  $q_c(t) = q_i - q_{ev}^{(t)}$

Va rezulta un grafic ca în figura 9.85.

Teoretic, determinarea debitului ce trebuie a fi administrat pe brazdă se poate face pe baza soluției date de Philipp și Forrell, la ecuația bilanțului apei în brazdă, pe perioada avansului, a lui Mike și Levis. Această ecuație este:

$$q \cdot t = C \cdot x + \int_0^t y(t-t_s) x' \cdot (T_s) dt_s \quad (45)$$

în care:

$q$  este debitul pe brazdă în perioada de avans;

$t$  – momentul bilanțului față de începutul udării;

$C$  – secțiunea medie udată a brazdei (după Smerdon și Hohn  $C$  este 77% din secțiunea udată maximă, în capătul amonte [67]);

$x(t)$  – distanța până la care a avansat apa în timpul  $t$ ;

$y(t-t_s)$  – volumul de apă infiltrat pe unitatea de lungime de pe brazdă aflată la distanța  $s$  de capătul amonte al brazdei, în timpul  $t-t_s$ ;

$t_s$  – durata avansului până într-un punct aflat la distanța  $s$  de capătul amonte al brazdei.

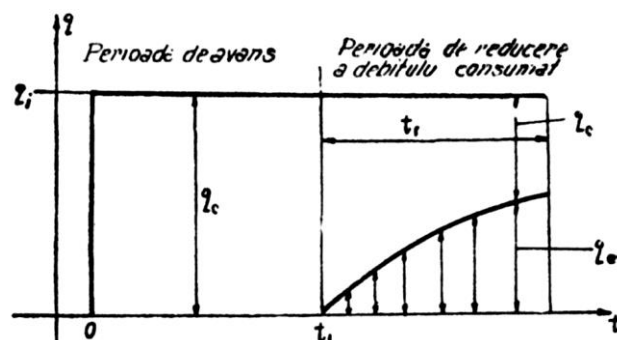


Fig. 9.85. Determinarea experimentală a debitului consumat de brazdă:  $t_1$  – durata avansului;  $t$  – durata de la începutul udării;  $t_r$  – durata de administrare a debitului redus;  $q_c$  – debit consumat;  $q_{ev}$  – debit evacuat peste deversor;  $q_i$  – debit inițial.

Soluții ale acestei ecuații au fost găsite și de Hart, Fok și Bishop, Philipp și Forrell și alții [60].

Soluția acestei ecuații dată de Philipp și Forrell pentru funcția de infiltrație Kosteakov-Levis,  $y = kt^\alpha$ , este:

$$\frac{C \cdot x}{q \cdot t} = - \sum_{j=1}^{\infty} \frac{1}{\left[ \left( 1 - \frac{k \cdot t^\alpha}{C} \right) \Gamma(1 + \alpha) \right]^j \Gamma(2 - j \cdot \alpha)} \quad (46)$$

în care:

$\Gamma(w)$  este funcția gama de argument  $w$ ;

$j$  – număr întreg.

O reprezentare a acestei funcții dată de Philipp și

Forrell pentru  $0 \leq \frac{kt}{C} \leq 10$  se găsește în figura 9.86.

Graficul are o formă adimensională, permițând stabilirea unei legături între  $x$  și  $t$  pentru  $k$ ,  $\alpha$  și  $C$  date.

Determinarea valorilor lui  $k$  și  $\alpha$  se poate face experimental cu ajutorul *infiltrometrelor*.

Pentru timpi suficient de lungi s-a arătat teoretic [60] și se verifică experimental următorul fapt: curba de avans a apei pe brazdă are o variație logaritmică de forma (fig. 9.87):



$$x = a_1 t^\alpha \quad (47)$$

cu  $a = 1 - \alpha$  și  $a_1$  în funcție de natura terenului.

Rezultă că determinând ecuația (47), pe baza unor măsurători experimentale, se poate determina funcția de infiltrație,  $y = k \cdot t^\alpha$ .

Din graficul arătat în figura 9.86 se poate determina și timpul necesar pentru ca apa să ajungă la o distanță  $L$  de capătul amonte.

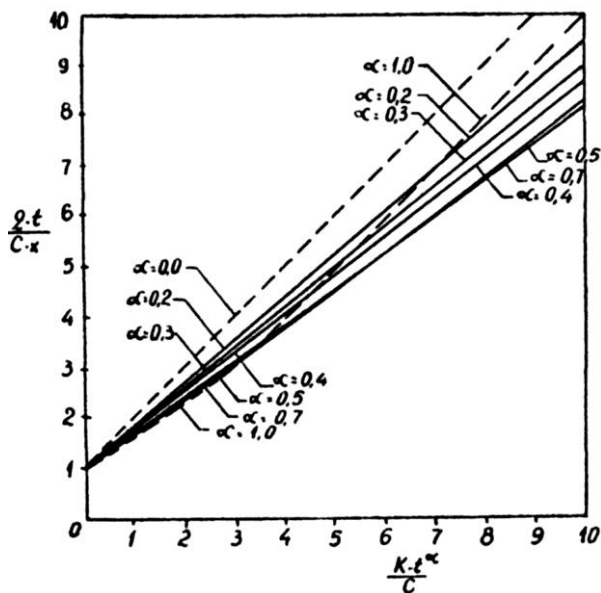


Fig. 9.86. Grafic pentru determinarea duratei avansului apei pe brazdă [65].

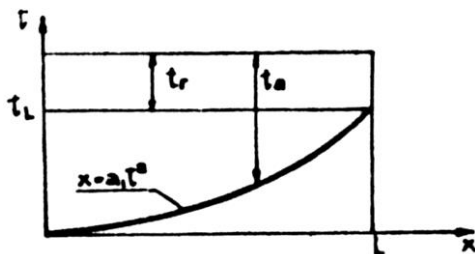


Fig. 9.87. Curba de avans a apei pe brazdă:  $t_L$  – durata avansului;  $t_r$  – durata de administrare a debitului redus;  $t_a$  – durata de administrare a normei de udare;  $t$  – timpul de la începutul udării;  $x$  – distanța de la capătul brazdei.

Dacă este necesar ca debitul de alimentare al brazdei să urmărească debitul de infiltrație în brazdă, se va reduce debitul inițial ( $q_i$ ) de alimentare după un timp  $t_p$ , care se calculează cu relația dată de Courant și Fridrich [67]:

$$t_p = \frac{L}{v + \sqrt{g \cdot D}} \quad (48)$$

în care:

$L$  este lungimea brazdei;

$v$  – viteză medie în secțiune;

$D = \frac{\omega}{b}$  este adâncimea hidraulică;

$\omega$  – secțiunea curenților din brazdă;

$b$  – lățimea la gură a curenților.

Schematizând secțiunea brazdelor (ca triunghi dreptunghic isoscel) rezultă:

$$t_p = \frac{L}{20h^3 i^2 + 2,23h^2} \quad (48')$$

în care:  $i$  este panta brazdei, iar  $h$  adâncimea apei în brazdă.

Este necesar ca după atingerea sfârșitului brazdei, debitul de intrare al apei pe brazdă să fie egal în orice moment  $t$  cu debitul infiltrat, adică:

$$q_i = \int_0^L I(x, t) dx \quad (49)$$

în care:  $I$  este viteza de infiltrație;  $I = \frac{dy}{dt} = k\alpha t^{\alpha-1}$ .

Ecuația de mai sus a fost integrată și reprezentată grafic (fig. 9.88) în termeni adimensionali [65],  $\frac{q_i}{q_i}$

funcție de  $\frac{t_L}{t}$ ,  $q_i$  fiind debitul necesar pe brazdă la momentul  $t$ , iar  $t_L$  durata avansului apei pe brazda de lungime  $L$ .

Efectuând calculul pentru câteva valori cuprinse între  $t_L$  și  $t_L + t_r$  ( $t_L + t_r$  fiind timpul necesar administrării normei de irigație) se poate obține curba debitului de alimentare, care are forma din figura 9.89:

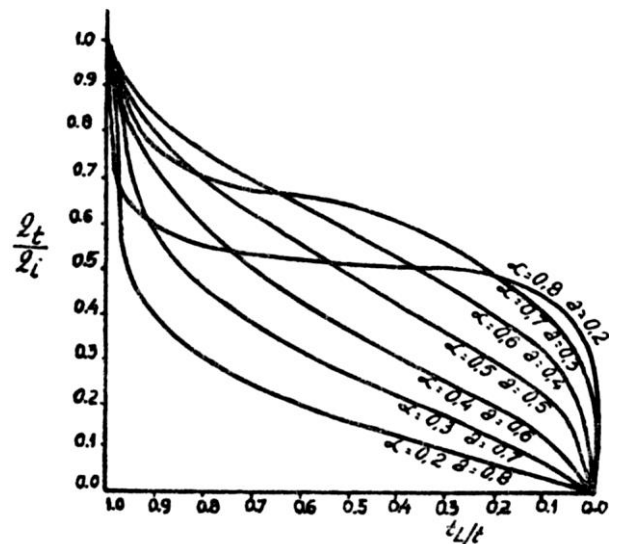


Fig. 9.88. Grafic pentru determinarea debitului redus [67].

Dacă se notează  $Y = \frac{y}{y_a}$  și  $X = \frac{x}{L}$ , în care  $y_a$

este volumul de apă ce trebuie dat pe metru liniar de brazdă, rezultă că la terminarea udării are loc relația:

$$\int_0^1 Y dX = 1 \quad (\text{după Smerdon}) \quad (50)$$

și care se poate scrie, în general:

$$\int_0^1 f\left(T, X, \frac{t_r}{t_a}\right) dX = 1 \quad (50')$$

în care:

$$T = \frac{T_L}{t_a},$$

$t_a$  – timpul necesar aplicării volumului  $y_a$ ,

$t_r$  – timpul de udare după atingerea capătului brazdei de către frontul de udare.

Prin integrare numerică s-au obținut valorile prezentate de graficul din figura 9.90, în care:

$$\frac{t_r}{t_a} = f\left(\frac{t_L}{t_a}\right) \quad [65].$$

Durata totală a admisiei apei în brazdă va fi (v. fig. 9.89):  $t = t_L + t_r$ .

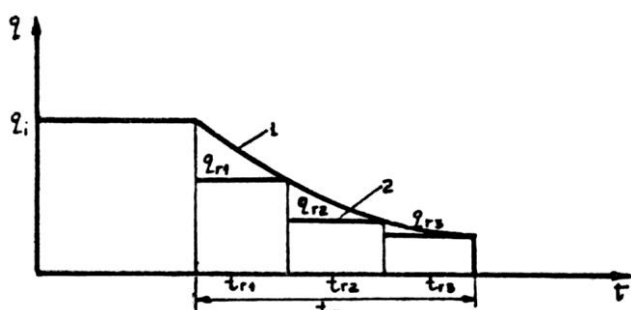


Fig. 9.89. Curba de variație a debitului admis în brazdă (cu trei trepte de debit): 1 – curba debitului redus calculată; 2 – curba debitului redus în trepte;  $t_r$  – timp de administrare a debitului redus;  $q_i$  – debit inițial.

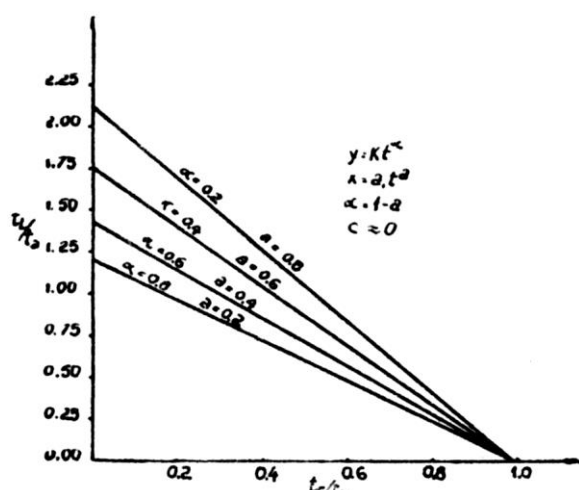


Fig. 9.90. Relația dintre timpul de avans și timpul de reducere a debitului [87].

### 9.3.1.3. Eficiența udării

Dacă se notează cu  $d$  variația medie a volumului de apă administrat pe metrul liniar (ml) de brazdă, acesta rezultă din relația:

$$d = \int_0^1 |Y - Y_a| dx \quad (51)$$

$$\text{în care } Y_a = \frac{y_a}{y_a} = 1$$

Eficiența distribuției poate fi definită astfel:

$$Ed = 100 \left( 1 - \frac{d}{y_a} \right) \quad (52)$$

Această relație rezolvată numeric a fost reprezentată grafic sub forma (fig. 9.91, [65]):

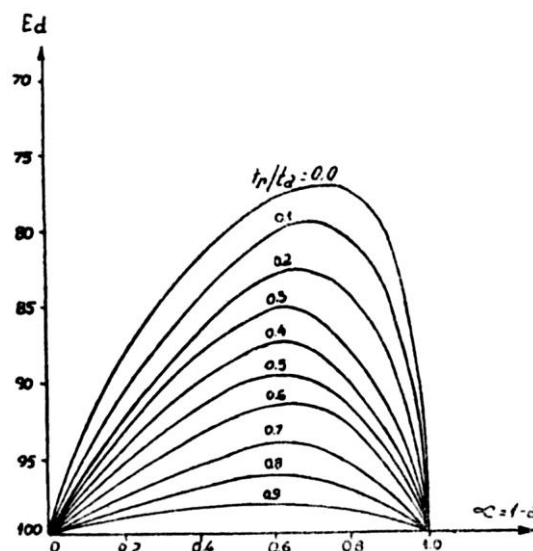


Fig. 9.91. Grafic pentru determinarea eficienței distribuției apei de la brazdă [86].

$$Ed = f\left(\frac{t_r}{t_a}\right) \quad (52')$$

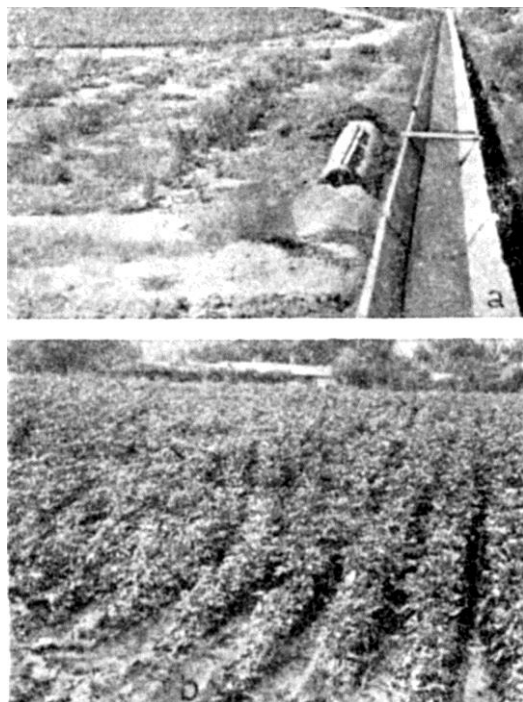
Pentru lungimea brazdei propusă din alte considerente (organizare, lungime cât mai mare), se determină valoarea lui  $Ed$ , care ne arată dacă lungimea brazdei nu e prea mare.

### 9.3.2. PROCEDEE DE DISTRIBUȚIE A APEI ÎN CAZUL IRIGAȚIEI PRIN BRAZDE

Distribuția apei, în cazul irigației prin brazde, trebuie discutată – mai ales când se pune problema automatizării udării – atât din punct de vedere al distribuției apei la parcelele de udare, cât și al distribuției apei la brazde,

*Alimentarea sectoarelor de udare* se poate realiza prin următoarele procedee: alimentarea prin rețele deschise, canale sau jgheaburi (de exemplu, jgheaburile se folosesc aproape exclusiv în Republica Uzbekă – Golodnaia Stepî (fosta Uniune Sovietică), fig. 9.92 a, b); alimentarea din rețele închise, de mică presiune (v. cap. 7), în cazul sistemelor proiectate numai pentru

irigația prin scurgere la suprafață; alimentare din rețele închise, cu presiune mare (4-6 atm), destinată irigației bivalente (aspersiune și brazde), metoda de udare putându-se alege de fiecare dată, în funcție, de natura culturii și stadiul ei de vegetație (v. cap. 2, S.I. Chélif). Pentru ultimul procedeu, care își va găsi în viitor o largă sferă de aplicare, este necesară punerea la punct a tehnologiei de proiectare și a echipamentului de distribuție și udare (guri de apă, reductoare de presiune, echipament de udare, la brazde, care să funcționeze la variații mari de presiune).



**Fig. 9.92.** Irigarea prin brazde din rețeaua de jgheaburi: *a* – aducțiunea apei și parcela irigată; *b* – detaliu: irigarea bumbacului prin brazde (foto autor, în Golodnaia Stepî, R. Uzbekă, 1975).

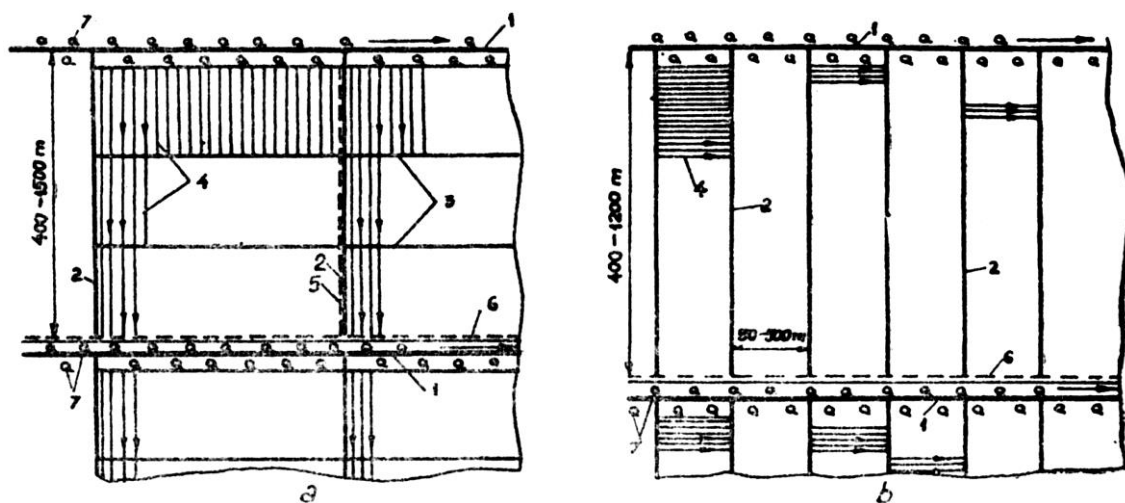
*Alimentarea brazdelor* comportă, de asemenea, mai multe metode: alimentare brazdelor cu ajutorul sifoanelor și a tuburilor, când distribuția apei se face din rigolă (fig. 9.93, *a*), din canal provizoriu de irigație (fig. 9.93, *b*) sau din jgheab; alimentare prin intermediul conductelor flexibile sau rigide, când distribuția apei se face din jgheaburi sau conducte (cu presiune mare sau mică). În prezent, deși extinderea maximă o au conductele de udare flexibile, datorită faptului că prezintă dificultăți la transportul manual (nefiind încă pus la punct un dispozitiv de transport mecanizat), tendința este de a se adopta conductele rigide.

#### Alimentarea brazdelor din rețele deschise.

Sistemul clasic de alimentare a brazdelor din rețea de canale de pământ provizorii conduce la un volum mare de muncă pentru udare. Acest procedeu continuă totuși să fie folosit, creșterea productivității muncii realizându-se prin adoptarea unor echipamente pentru trecerea apei în brazde, cum ar fi: sifoane nedezamorsabile, tubulețe montate permanent în digulețul canalului.

Folosirea sifoanelor conduce la o uniformitate bună a debitelor, valoarea debitului fiind în funcție numai de nivelul apei în canal. Dacă la udare se utilizează câte două sifoane, se poate asigura pe brazde și două trepte de debit (debit inițial și debit de regim); canalul poate fi de asemenea alimentat cu două trepte de debit, folosind tot sifoane mobile.

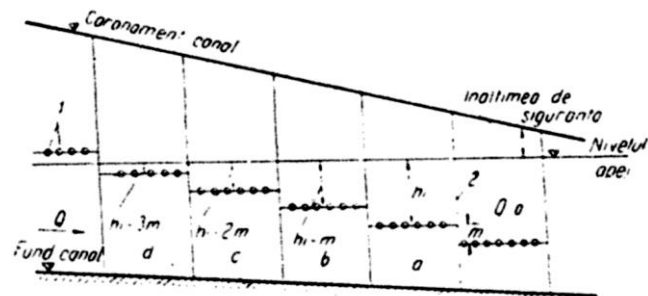
Utilizarea pentru alimentarea brazdelor a tubulețelor, montate în taluzul canalului, conduce la necesitatea echipării canalului cu instalații de barare a scurgerii la distanțe reduse una de alta (de circa 40 m), asigurându-se însă prin aceasta o productivitate ridicată a udărilor. Tuburile asigură o uniformitate mai redusă a debitelor, aceasta fiind influențată atât de nivelul apei în canal cât și de poziția de montare a tubului.



**Fig. 9.93.** Amenajarea rețelei provizorii de irigație: *a* – schema longitudinală; *b* – schema transversală; 1 – canal distribuitor de sector; 2 – canal provizoriu de irigație; 3 – rigolă de irigație; 4 – brazde de udare; 5 – șanț de evacuare; 6 – canal colector de sector; 7 – perdea de protecție.

Canalele provizorii pot fi înlocuite cu jgheaburi prefabricate din beton armat, prevăzute cu tubulețe sau cu deversoare pentru derivarea apei la brazde, așa cum s-au folosit în Italia [86].

Pentru a asigura pe brazdă mai multe trepte de debit se experimentează udarea din canale permanente de beton, echipate cu tubulețe. Tubulețele sunt grupate pe sectoare, în cadrul unui sector tubulețele având aceeași cotă, iar sectoarele sunt despărțite prin vanete ce pot fi acționate automat, pe bază de program (fig. 9.94), [64].



**Fig. 9.94.** Schema pentru folosirea a trei debite variabile:  $h_i$  – sarcina pe tubuleț pentru debit inițial;  $a \dots d$  – sectoare cu diverse trepte de debit;  $m$  – diferența de nivel între tubulețe din două sectoare alăturate; 1 – tubulețe; 2 – stăvilari închisi.

**Alimentarea brazdelor din conducte.** Extinderea udării prin brazde pe terenurile cu pante mari necesită introducerea, ca elemente provizorii de transportul apei, a conductelor flexibile sau rigide. Acestea reduc cheltuielile de udare față de cazul folosirii canalelor provizorii, iar față de elementele de udare din jgheaburi de beton au avantajul că nu împiedică lucrările terenului.

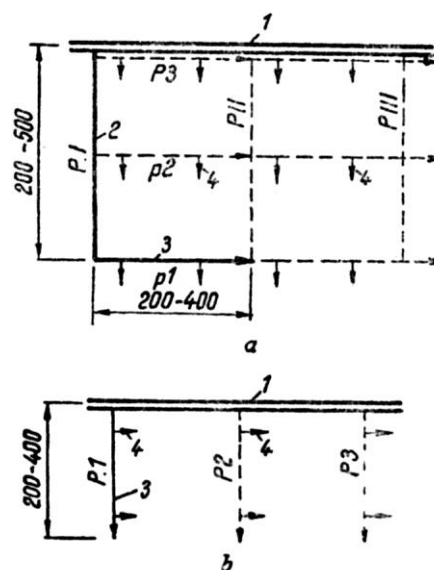
Conductele de udare pot fi alimentate din canale, jgheaburi sau conducte subterane. În ultimul caz, sistemul poate funcționa și pentru irigarea prin aspersiune și picurare, dacă conducta de alimentare și reglatoarele permit realizarea presiunii necesare.

În teren, conducta de udare are aceleași funcții și poziții ca și canalele provizorii: canalului provizoriu de irigație îi corespunde o conductă de transport în schema longitudinală (fig. 9.95 a), sau o conductă de udare în schema transversală (fig. 9.95 b), iar rigolei de udare îi corespunde o conductă de udare (fig. 9.95 a).

Conductele pot fi din materiale rigide sau flexibile; cele flexibile au dezavantaje în exploatare, cele rigide sunt însă mai scumpe.

Conductele rigide folosite sunt în general din aluminiu sau PVC armat, cu diametre până la 200 mm și prevăzute cu orificii și dispozitive pentru reglarea debitului la brazdă. Conductele flexibile se execută din diverse materiale plastice (polietilenă, cauciuc butyl, relon); acestea au diametre de 100-300 mm. Presiunile de lucru ale acestor conducte variază între 1 și 3 m  $H_2O$

(de exemplu, la polietilenă); conductele de cauciuc butyl armat care se folosesc în țara noastră pot rezista până la presiuni de 10-15 m  $H_2O$  (Laboratorul de irigații și drenaje).



**Fig. 9.95.** Scheme de udare cu conducte flexibile:  $a$  – schemă longitudinală;  $b$  – schemă transversală; 1 – canal distribuitor de sector; 2 – conductă de transport; 3 – conductă de udare; 4 – direcția brazdei;  $P I, P II, P III$  – pozițiile conductei de transport;  $P 1, P 2, P 3$  – pozițiile conductei de udare.

Deoarece aceste conducte rezistă la presiuni relativ mici, este necesar ca lungimea lor să nu depășească valorile date de relațiile:

– pentru conducte ce distribuie un debit specific

$$\frac{Q_u}{L_u} \text{ [l/s} \cdot \text{ml]}:$$

$$L_u \leq \frac{H_{\max} - \frac{14Q_u^2}{gA^2}}{I - \frac{Q_u^2}{3K^2}} \quad (53)$$

– pentru conductele de tranzit:

$$L_t \leq \frac{H_{\max} - H_0}{I - \frac{Q^2}{3K^2}} \quad (54)$$

în care:

$H_{\max}$  este presiunea admisă de conductă (m  $H_2O$ );

$H_0$  – presiunea în capătul amonte al conductei;

$Q_u$  – debitul total în capătul amonte al conductei;

$I$  – panta terenului;

$\alpha$  – coeficientul lui Coriolis,  $\alpha = 1,1$ ;

$A$  – secțiunea conductei;

$K$  – modulul de debit al conductei;

$Q$  – debitul conductei de transport.

Pentru o conductă ce distribuie un debit  $Q_u$  pe

lungimea  $l$ , într-un punct situat la distanță  $x$  de capătul amonte, presiunea este dată de relația:

$$H_x = H_0 + I \cdot x - \frac{Q_u^2 x}{K^2} \left( 1 - \frac{x}{l} + \frac{x^2}{3l^2} \right) = \frac{Q_u^2}{gA^2} \left( 2 - \frac{x}{l} \right) \frac{x}{l} \quad (55)$$

În capătul aval presiunea va fi:

$$H_L = H_0 + Il - Q_u^2 \left( \frac{1}{3K^2} - \frac{\alpha_0}{g \cdot A^2} \right) \quad (56)$$

Relația nu ia în considerație deformarea conductelor flexibile și variația rugozității acestora cu presiunea.

Conductele flexibile au o capacitate de transport cu 15-20% mai mică decât conductele rigide de același diametru și rugozitate datorită deformării și cutării lor pe teren.

Conducta de udare distribuie apa la brazde prin orificii care au diverse dispozitive de reglare a debitului spre brazde.

Debitul orificiului în punctul  $x$  este:

$$Q_x = \mu_x \cdot \Omega \sqrt{2gH_x} \quad (57)$$

în care:

$\Omega$  este secțiunea orificiului;

$\mu_x$  – coeficient de debit care depinde de contracția laterală la orificiu și viteza apei în conductă în punctul  $x$  (v. cap. 7).

Pentru pante de 5-10% se observă o creștere substanțială a presiunii la orificiile din aval, datorită valorilor relativ mici ale pierderilor de sarcină; în plus, coeficientul de debit al orificiului cel mai din amonte poate fi cu 30-40% mai mic decât al orificiului cel mai din aval, datorită vitezei apei între cele două secțiuni.

Pentru protecția conductelor și asigurarea unei uniformități a udării se pot folosi reglatoarele de presiune pe conductă (fig. 9.96) [62].

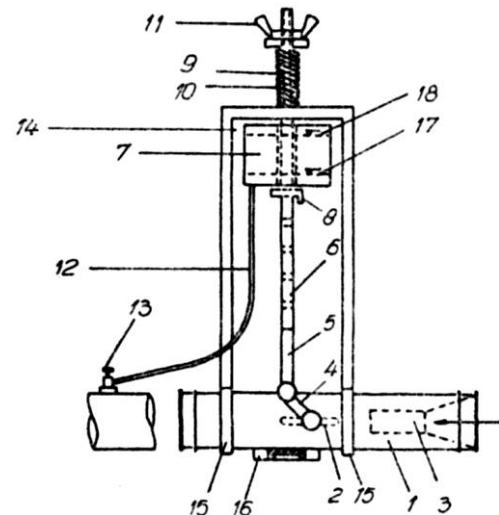
Pentru conductele rigide, pentru terenurile cu pantă mare se propun orificii de dimensiuni variabile.

**Moduri de realizare a udării pe brazde și efectul acestora asupra dimensionării canalului (conduței) de alimentare.** Udarea pe brazde se poate face cu debit constant sau cu debit variabil.

*Debitul constant* de alimentare al brazdei poate fi (după cum s-a arătat) fie debitul maxim al brazdei, fie un debit inferior acestuia; în al doilea caz, udarea este neuniformă.

Când în brazdă se introduce pe întreaga durată a udării debitul maxim, surplusul de apă din capătul aval (brazda trebuie să fie liberă la capăt) este preluat de rețeaua de colectare-evacuare sau este refolosit în aval.

Debitul conduței de alimentare este egal cu suma debitelor brazdelor alimentate concomitent. Calculul poate urma calea indicată la cap. 9.3.1.2.



**Fig. 9.96.** Limitator de presiune pentru conductele flexibile [62]: 1 – corpul limitatorului; 2 – clapete – fluturi; 3 – filtru; 4 – biela; 5 – furca; 6 – suportul de susținere a rezervorului; 7 – rezervorul de greutate; 8 – piesă de poziționare a rezervorului; 9 – ax filetat; 10 – arc; 11 – piuliță – fluture; 12 – furtun de legătură cu sursa de presiune, aval; 13 – priza de presiune; 14 – cadru de susținere; 15 – coliere; 16 – talpă de susținere; 17 – nivel de echilibru; 18 – nivel maxim în rezervor.

Udarea pe brazde cu *debit variabil* conduce la uniformitatea udării, economie de apă și energie, pericol mai redus de ridicare a nivelului freatic. În general, se poate obține asigurarea volumului de apă necesar în capătul aval al brazdei și un exces de 10-15% în capătul amonte.

Elementul de alimentare al brazdelor (canal conductă) va funcționa cu debit constant (variază numărul de brazde alimentate concomitent) sau cu debit variabil (numărul de brazde alimentate concomitent este constant).

Distribuția apei în brazde din canale sau jgheaburi permite, mai ales în cazul folosirii sifoanelor, asigurarea a două (și chiar mai multe) trepte de debit în brazde (și în canalul de ordin superior).

Se pot obține două trepte de debit și cu ajutorul conductelor de udare, dacă se poate uda la fiecare brazdă cu câte două orificii (de exemplu, în cazul conductelor flexibile cu mânecute de udare); dacă panta terenului pe traseul conduței este mare (2-3%), uniformitatea debitelor la orificii se poate asigura cel mult pentru o treaptă a debitului, în acest caz se pot alimenta brazdele cu debit variabil, prin realizarea unui debit constant pe elementul de aducțiune și se pune problema folosirii unei cantități minime de echipament mobil.

Pentru această problemă s-au dat unele rezolvări. De exemplu, Grant Woodward [cit. de 67] prezintă o metodă de stabilire a unui orar al mutării sifoanelor pentru asigurarea a două trepte de debit de udare. S.K. Sakka și W.E. Hart [61] prezintă un procedeu de calcul

al numărului de brazde în funcțiune în fiecare moment, în cazul irigării cu mai multe trepte de debit într-un element de debit constant.

Asupra dimensionării rețelei de alimentare influențează și udarea pe brazde alternante [63].

Folosirea bivalentă a rețelelor de conducte (pentru irigația pe brazde și prin aspersiune) ar necesita o tehnologie deosebită pentru dimensionarea rețelei. Pentru aceasta este necesară realizarea rețelei de conducte în următoarele condiții:

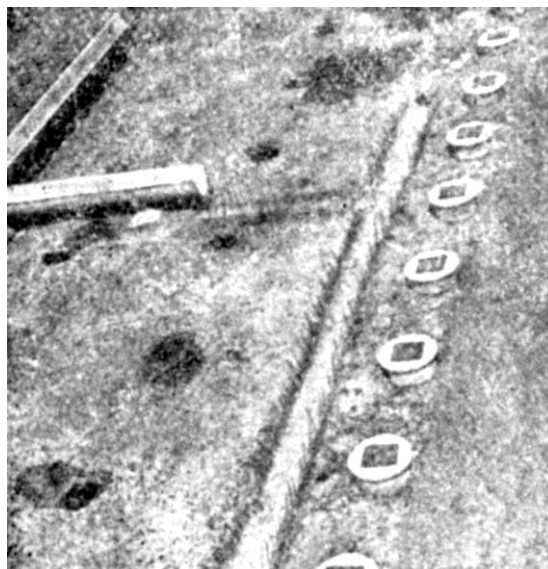
- presiunea maximă admisă va fi dată de necesitățile aspersiunii;
- echipamentele gurilor de apă vor fi impuse de debitele necesare udării pe brazde;
- se vor prevedea dispozitive de reglare a presiunii, în special pentru irigarea cu presiune joasă;

– dimensionarea rețelei se va putea face prin metoda programării liniare (v. cap. 7), dacă se cunoaște raportul dintre volumul de apă consumat la presiune înaltă (aspersiune) și la o presiune joasă (brazde).

În ceea ce privește gradul de mecanizare și automatizare a udării pe brazde, aceasta se referă la distribuția prin comandă de la distanță (uneori pe bază de program) a apei în conductele de udare care sunt deja amplasate în teren; în acest caz se udă cu un singur debit pe brazdă.

S-au realizat și unele amenajări pentru udarea cu debit variabil (cu mai multe trepte), ca comandă centralizată [64] sau chiar pe bază de program.

Laboratorul de irigații și drenaje, Institutul Politehnic  
„Gh. Asachi”, Iași: Colectoarele stației pilot de drenaj.



## Capitolul 10

# BAZA DE CALCUL ȘI REALIZAREA TEHNICĂ A DRENAJULUI

## 10.1. GENERALITĂȚI. ASPECTE CU PRIVIRE LA PROBLEMA DRENAJULUI ÎN DIVERSE ZONE. NECESITATEA DRENAJULUI ÎN GENERAL ȘI PE TERENURILE IRIGABILE ÎN SPECIAL

Drenajul devine indispensabil în acțiunea de tehnicizare și modernizare a agriculturii în toate zonele globului, fie că este vorba de terenuri cu exces de umiditate sau cu exces de umiditate și săruri, fie că este vorba de terenuri situate în zonele aride, secetoase, unde introducerea irigațiilor poate genera salinizări (secundare), tasări (pe terenurile macroporice) etc. În masivele irigabile, drenajul este chemat să realizeze un echilibru corespunzător între conținutul de apă, săruri, aer și temperatură.

Statisticile înscrisu sute de milioane de hectare care necesită drenaje pe glob, cu aplicarea prealabilă a irigației (în scop preventiv), concomitentă sau ulterioară irigației (în scop curativ).

În România, după studiile întreprinse de N. Florea și I. Munteanu [8], rezultă că o suprafață de 8.620.000 ha teren agricol prezintă un exces de umiditate, în diverse grade și intensități, în funcție de sursa de apă ce provoacă excesul, durata perioadei cu exces, intensitatea umezirii freatice, condițiile de relief, sol ș.a., ceea ce permite următoarea grupare [17]:

- 4.200.000 ha terenuri cu exces temporar de

umiditate cauzat de precipitații;

- 1.970.000 ha terenuri cu exces permanent de umiditate cauzat de apa freatică puțin adâncă;

- 2.450.000 ha terenuri cu exces de umiditate cauzat de apa de inundații sau de infiltrațiile din râuri.

Din aceleași studii [8 și 17] rezultă că din totalul de 8.620.000 ha terenuri cu exces de umiditate, numai 4.550.000 ha reclamă măsuri directe de drenaj în scop de desecare, restul suprafeței având nevoie de măsuri de drenare diferențiate astfel [17]:

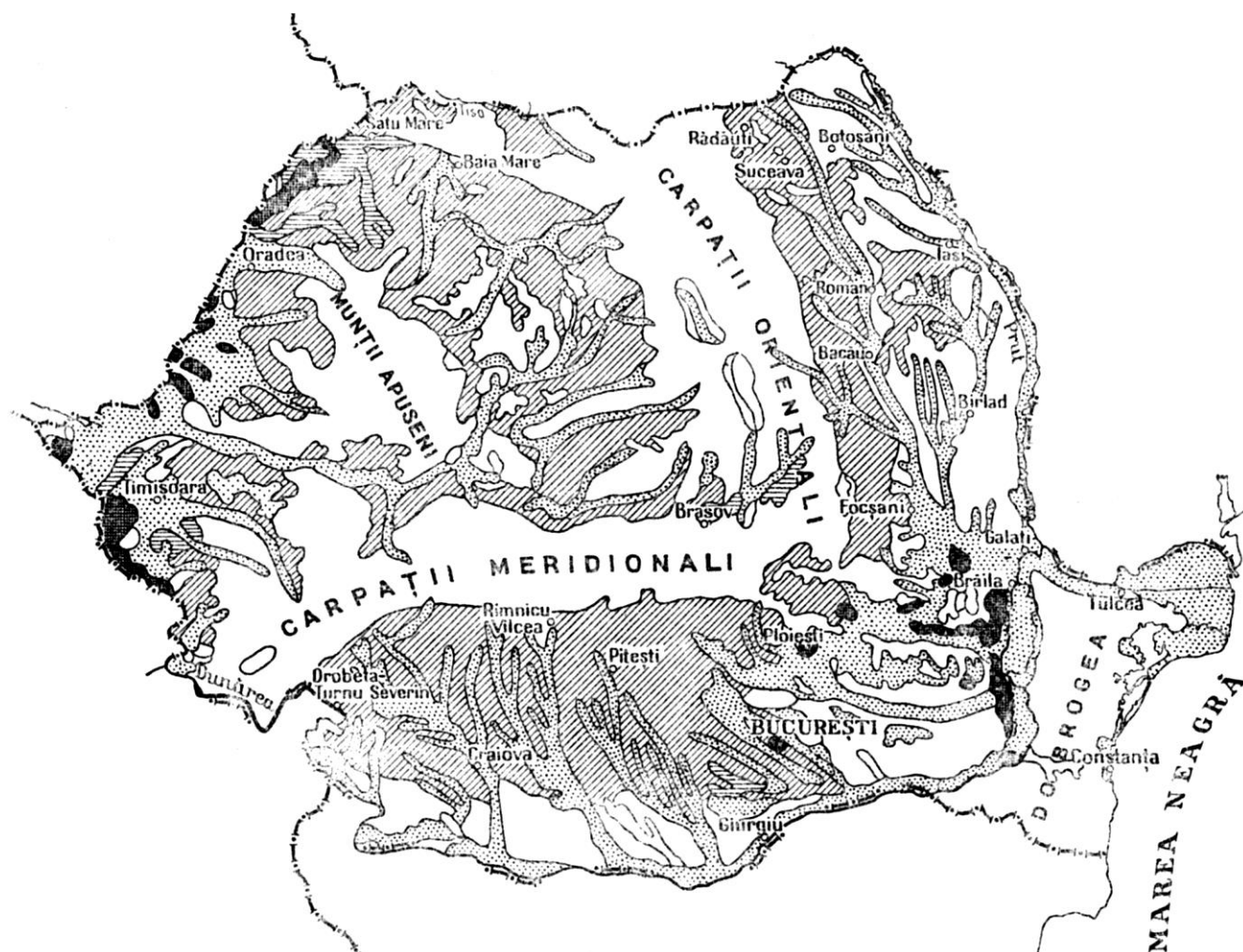
- 920.000 ha fiind terenuri umezite freatic, necesită drenaj numai în cazul aplicării irigațiilor;

- 1.620.000 ha fiind terenuri cu exces temporar de umiditate, reclamă drenajul sau alte măsuri ameliorative asemănătoare numai în cazuri speciale;

- 1.300.000 ha fiind terenuri cu exces temporar de umiditate, cu umezire excesivă de durată medie, pot fi drenate, în soluții specifice și în situații anumite;

- 250.000 ha terenuri cu soluri saline și alcaline, fără a fi incluse în categoria terenurilor cu exces de umiditate, necesită măsuri energice de drenaj, cu anumite diferențieri și într-un complex ameliorativ care include desigur și procesul de spălare.

La aceste considerații generale trebuie să se mai adauge întinsele suprafețe de crovuri, padine, depresiuni din zonele de câmpie cu depozite loessoide, în care precipitațiile de primăvară, combinate cu topirea zăpezilor, produc exces de umiditate ce afectează peste 820.000 ha în zona semiuscată și 750.000 ha în zona semiumedă.



	Grupa de soluri	Caracterul excesului de apă	Măsuri hidroameliorative necesare
	Soluri hidromorfe (lăcoviști, soluri gleice și soluri turbatoase).	-permanent (~200.000 ha)	Indiquire, desecare, parțial drenaj, nivelare, parțial modelare.
	Soluri autohidromorfe (cernozomuri și soluri cernoziomice freatic umede, aluvion și soluri aluviale).	-numai în anii ploioși -datorită irigației (1.300.000 ha)	Drenaj, uneori spălări.
	Soluri autohidromorfe (soluri silvestre, soluri silvestre podzolice, soluri silvestre freatic umede).	-temporar (~200.000 ha)	Modelare, nivelare, desecare, afinare profundă, drenaj cîrțit, amendamente în caz de aciditate.
	Soluri holomorfe (soloncașuri, solonețuri, salodii).	-permanent	Drenaj, spălări, uneori amendamente.

Fig. 10.1. Teritorii cu probleme de exces de apă în sol, permanent sau temporar, în țara noastră [17].

Din sumara enumerare a grupărilor de suprafețe interesate la drenaj, în diverse grade, se întrezăresc dificultățile de fixare a unor soluții viabile, fără a exista la baza acestora rezultatele unor experimentări și verificări de teren și de laborator.

Alte studii întreprinse în cadrul I.S.C.I.F. (C. Haret și I. Stanciu [17]), tot în baza criteriilor pedolo-

gice, care reliefează că procesele de podzolire, pseudogleizare, gleizare, amfgleizare și sărăturare secundară reprezintă conlucrarea în timp a factorilor naturali (climă, relief, apă freatică, vegetație și rocă), diferențiază patru grupe de terenuri, după caracterul excesului de umiditate (temporar sau permanent) și al soluțiilor de măsuri ameliorative (fig. 10.1) [17].

După acești autori există în condițiile țării noastre o suprafață de aproximativ 4.000.000-4.500.000 ha terenuri agricole care necesită amenajări pentru prevenirea și combaterea excesului de apă sau a excesului de apă și săruri [17]. Cauzele principale ale excesului de umiditate sunt precipitațiile în condițiile unui consum redus prin evapotranspirație (în special în sezonul rece al anului) și în prezența unui drenaj natural slab și a unor terenuri cu pante mici sau microdenivelări locale. Suprafețele cu exces de umiditate, provocat de nivelul freatic puțin adânc, ocupă deocamdată suprafețe restrânse; probabil că arealul acestora va putea cunoaște o creștere în urma extinderii irigațiilor, dacă nu va fi efectuat un control riguros al transportului și distribuției apei.



Marile complexe irigabile în continuă extindere pe întreg teritoriul țării noastre, ca și în alte țări, reliefează necesitatea includerii în schema amenajării complexe și a soluției drenajului (de suprafață, freatic sau mixt).

În prezent, în S.U.A. toate proiectele de irigații cuprind și investiția necesară pentru lucrările de drenaj [1, 17]. Aceste sarcini derivă din constatarea că o serie de terenuri ce au avut înainte de introducerea irigațiilor nivelul apelor freatice la 6-30 m (situație considerată inițial optimă pentru irigații din punct de vedere hidrogeologic), au ajuns la stadiul de înmlăștinare și apoi la salinizare secundară [13], prin ridicarea excesivă a nivelului freatic, în urma irigațiilor.

Situații similare au fost înregistrate în aproape toate țările globului care au extins irigațiile fără un control riguros al apei, în absența unor rețele de drenaj. Aceasta a fost și cauza pentru care încă din anul 1960, la al IV-lea Congres Internațional de irigații și drenaje (Madrid), a fost pusă în discuție problema „*Relațiile între irigații și drenaje*” (problema nr. 10).

Istoricul comportării diferitelor sisteme de irigații fără drenaje pe glob scoate în evidență faptul că acolo unde s-au amenajat sisteme de irigații fără control riguros al apei, după cum am precizat, și fără măsuri speciale de drenaj, după un timp mai lung sau mai scurt, acestea au ieșit din funcțiune, iar terenul agricol, de multe ori, a fost scos din circuit.

Problema drenajului în zonele irigabile fiind actuală și deosebit de importantă, în cele ce urmează considerăm util să expunem câteva referiri făcute într-o serie de comunicări de către unii specialiști de renume mondial, la al IV-lea Congres Internațional de irigații și drenaje (I.C.I.D.).

Introducerea irigațiilor, precum și procesul de exploatare a amenajărilor existente, creează, desigur o nouă sursă de exces de apă în sol, care aduce o contribuție importantă la ridicarea nivelului apei freatice. Studiile efectuate în unele țări cu suprafețe mari irigate ca: fosta Uniune Sovietică, S.U.A., Irak, Pakistan, India etc. arată că intensitatea ridicării nivelului freatic prin aplicarea irigațiilor este destul de mare, în funcție de randamentul sistemului și condițiile de drenaj natural.

În problema nr. 12 intitulată „*Folosirea drenajului la prevenirea salinizării solurilor irigate*”, profesorul V.A. Kovda<sup>1</sup> (fosta Uniune Sovietică), arată că, chiar la randamente mari (până la 0,70) ridicarea anuală a nivelului freatic atinge 50-60 cm; pentru randamente reduse (0,3-0,4), ridicarea anuală atinge valori de 1-1,5 metri.

Factorii esențiali în ridicarea nivelului freatic sunt pierderile prin infiltrație din canale și normele de

irigație mari ce depășesc capacitatea pentru apă a solului.

Problema nr. 7 intitulată „*Relații între irigații și evacuarea apei*” – autor P.S. Salamin<sup>2</sup> (Ungaria) indică, după datele Institutului ungar de cercetări asupra resurselor hidraulice, o ridicare medie anuală a nivelului apei freatice în Alföld (Marea Câmpie Ungară) de 10-20 cm, în unele puțuri înregistrându-se ridicări mai accentuate, de 40 cm pe an.

Problema nr. 6 intitulată „*Relații reciproce între irigații și drenaje*” de S.R. Vasudev<sup>3</sup> (India) precizează că o ridicare substanțială a nivelului freatic în Punjab s-a înregistrat după introducerea irigațiilor în această zonă, intensitatea ridicării fiind mai mare în primii ani de la intrarea în funcțiune a rețelei de canale. Echilibrul natural nu s-a putut realiza decât în momentul când nivelul freatic a devenit egal cu nivelul râului limitrof, iar excesul de umiditate a devenit o trăsătură permanentă a teritoriului respectiv.

O contribuție importantă la ridicarea nivelului freatic o aduc pierderile prin infiltrație din canale.

În problema nr. 5 intitulată „*Comportarea apei freatice sub canalele din Punjab*”, autor M.L. Metha (India), se arată că înregistrările variației nivelului freatic în fântânile din Doaburi (terenuri între două cursuri de apă – Punjab) au indicat o creștere generală mai mult sau mai puțin însemnată a nivelului freatic. De exemplu, după darea în funcțiune a canalului Jhelum superior, viteza anuală de ridicare a sporit la 1,6 picioare/an (circa 48 cm/an).

Din aceste referiri rezultă că relațiile dintre irigații și drenaje sunt determinate, printre altele, de apa în exces ce provine din irigații, cu efectul său dăunător.

Analiza efectului ridicării apei freatice trebuie să aibă în vedere și alți factori la fel de importanți ca: chimismul apei de irigație, proprietățile fizice și chimice ale solului și subsolului, care prin acțiunea lor comună sau separată dau naștere proceselor de înmlăștinare sau sărăturare a solului, determinând scăderea fertilității terenurilor irigate.

Folosirea drenajului în scopul menținerii productivității terenurilor irigate este cunoscută din timpuri vechi. Mormonii, primii care au practicat irigația în America, au considerat că drenajul trebuie să constituie o parte esențială a lucrărilor de irigații (Problema nr. 6 – India).

Importanța drenajului în legătură cu intensitatea ridicării nivelului freatic se desprinde clar dacă avem în vedere faptul că numeroase terenuri au ape freatice mineralizate la adâncime mică (6-10 m). Exploatarea neatență a acestor terenuri irigate face ca în decurs de

<sup>1</sup> V.A. Kovda. Membru corespondent al Academiei de Științe din fosta Uniune Sovietică.

<sup>2</sup> P.S. Salamin – Catedra de Hidrotehnică nr. 1 de la Universitatea Tehnică din Budapesta.

<sup>3</sup> S.R. Vasudev – director, Comisia centrală a apei și energiei, India.

3-4 ani să se resimtă necesitatea folosirii sistemului de drenaj (Problema nr. 12).

În acest sens, rapoartele prezentate citează exemple edificatoare de amenajări care tocmai datorită acestei situații în momentul de față sunt puse în fața problemei reducerii simțitoare a productivității, datorită excesului de apă, salinității și alcalinității. Problema nr. 13 intitulată „*Relațiile dintre irigații și drenaje*”, autor dr. O.W. Izraelsen<sup>1</sup> și ing. Mamouchehr Ayazi<sup>2</sup> (Iran) citează situația amenajării Shabankareh din vecinătatea Golfului Persic, unde datorită faptului că folosirea apelor de irigații s-a făcut fără o planificare judicioasă și fără a se asigura drenarea terenului irigat, s-a ajuns la situația că din suprafața totală irigată de 25.000 acri (10.100 ha), circa 6.500 acri (2.630 ha) sunt înmlăștinați. Același raport, arată că „...În Pakistan, ultimii 4 ani, au adus o ridicare a nivelului freatic pe circa 270.000 acri (109.300 ha), iar circa 22.000 acri (10.330 ha) de teren agricol a trebuit să fie părăsit”.

Într-o situație asemănătoare, se găsește amenajarea pentru irigații Coachella Valley (California, S.U.A.), unde dintr-o suprafață totală irigabilă de circa 100.000 acri (40.470 ha), circa 33.000 acri (13.350 ha) necesită spălări pentru a redeveni productive (Problema 10 – Renold C. Reive<sup>3</sup> – S.U.A.)

În scopul evitării înmlăștinirii sau sărăturării terenurilor irigate, rapoartele cuprinse în Problema 10 indică, în total sau parțial, ca metode principale, următoarele: reducerea pierderilor de apă din canalele de irigații prin căptușirea lor, folosirea drenajului orizontal, folosirea drenajului vertical – prin puțuri de pompare etc.

Evidențiind importanța căptușirii canalelor, în Problema nr. 6 – S.R. Vasudev, se arată că mai mult de jumătate din debitul canalelor de irigație care ajunge în stratul freatic provine din rețeaua principală de canale (aducțiune – distribuție). Acționând în acest spirit, în India, s-au căptușit unele canale mari, cum ar fi canalul Ganga cu kankar (mortar de var hidraulic), canalul Haveli cu cărămizi etc. Raportul subliniază că aceste canale mari trebuie să fie căptușite în primul rând, pentru a micșora viteza de ridicare a nivelului freatic și deci pentru a prelungi perioada până la intrarea în funcțiune a rețelei de drenaj; realizarea acestei operații în momentul execuției canalelor s-a dovedit mai economică. Tot în Problema nr. 6 se mai indică, ca măsuri de prevenire a ridicării apelor freactice din zona irigabilă și amenajarea de drenuri de interceptie a curentului de

infiltrație, așezate sub canal sau lateral, la o distanță de maximum 300 m de piciorul taluzului.

Necesitatea aplicării măsurilor de reducere a pierderilor prin infiltrație din apa de irigație și a măsurilor de drenare artificială trebuie să fie analizată în raport cu drenajul natural al terenului, respectiv cu adâncimea inițială a apelor freactice.

Explicația faptului că deși țărani din Africa de Nord folosesc de peste 2.000 de ani ape subterane cu un conținut ridicat de săruri (5-7 g/l și chiar mai mult) pentru irigație, iar până în momentul de față nu s-au semnalat procese de acumulare a sărurilor, rezidă în faptul că terenurile respective au permeabilitate foarte mare, deci un bun drenaj natural<sup>4</sup>. Situația de mai sus scoate în evidență rolul drenajului natural în prevenirea salinizării soiurilor, chiar în cazul folosirii eventuale a unor ape cu un conținut mai ridicat în săruri, existând, desigur, posibilitatea unor eventuale spălări.

Importanța condițiilor de drenaj ale zonei pentru menținerea fertilității solurilor irigate este clar demonstrată în Problema nr. 13, printr-o comparație între situațiile amenajărilor Shabankareh și cele din districtul Zivrah. În amenajările din districtul Zivrah nu se întâlnesc procese de acumulare a sărurilor, deși se folosește apă din râul Daleki (numit de localnici „Râul Sărat”), care se consideră local că ar conține un procentaj mare de săruri solubile în raport cu râul Shalpoor, a cărui apă este derivată în amenajările Shabankareh. De asemenea trebuie să se aibă în vedere faptul că irigația se practică în districtul Zivrah de mai mult timp decât în zona Shabankareh.

Motivele acestei comportări se consideră a fi următoarele: zona districtului Zivrah are un bun drenaj natural, iar agricultorii din districtul Zivrah nu irigă cu apă în exces, deoarece râul Daleki nu are prea multă apă disponibilă.

Același aspect, al importanței drenajului natural în prevenirea salinizării, este pus în lumină de Problema nr. 9, intitulată „*Relația dintre calitatea apei și caracteristicile drenajului la câteva soluri din Irak*”, autor Robert Schmitt – Marea Britanie. În acest raport, din analiza comparativă a compoziției chimice a apei Tigrului și Nilului, rezultă că apa Tigrului are o salinitate mică până la moderată. De asemenea, sub aspect calitativ, concentrația ionilor de sodiu este aceeași în ambele fluvii, însă procentajul de cloruri și sulfati din apa râului Tigru este superior celui din apa Nilului. În raport se face legătura între această situație și situația unor suprafețe mari din Irakul Central, ocupate altă dată de sisteme de irigații, care în prezent sunt transformate în solonchacuri neproductive. Autorul pro-

<sup>1</sup> O.W. Izraelsen – Inginer consilier, Irigații și drenaje, OSOM – Iran.

<sup>2</sup> Mamouchehr Ayazi – șeful Diviziei de Irigații și Drenaj, Departamentul Geniu Rural – Iran.

<sup>3</sup> Renold C. Reive – Inginer ameliorator, Laboratorul de salinitate, S.U.A.

<sup>4</sup> V.A. Kovda, „*Toleranța plantelor la sărurile minerale în apa de irigație și în sol*” – referat prezentat la Congresul IV al Comisiei internaționale de irigații și drenaje de la Madrid, 1981.

blemei arată că „...aceste soluri aluvionare dădorec caracteristicile lor încărcării inițiale cu măr și conținutului de sare al fluviilor care le-au depus, precum și apelor de irigație cu care pe urmă aceste terenuri au fost inundate, împreună, firește, cu influențele ploii, vântului, spălării pe suprafețe mari, eroziunii etc.”. În condițiile de sol existente aici, sol calcaros cu un conținut redus de materii organice și textură fină, mișcarea descendentă a apei de irigație este îngreunată, iar sărurile solubile sunt menținute la suprafață.

Având în vedere situații asemănătoare celor evidențiate mai sus, profesorul V.A. Kovda (Problema 12) arată că în cazul terenurilor cu o slabă capacitate de drenaj natural, împotriva salinizării se pot aplica atât măsuri preventive, cum ar fi: ridicarea randamentului sistemului de irigație, aplicarea unor norme de udare corespunzătoare capacității de câmp a solului etc., precum și măsuri radicale, care se referă la introducerea sistemului de drenaj.

Același autor arată că în zone cu capacitate naturală de drenaj redusă și nivelele freatice adânci, care, însă, asigură o descărcare parțială a apelor din sol și subsol, măsurile preventive pot să dea rezultate și să excludă primejdia ridicării nivelului freatic până la adâncimea critică. Astfel, dacă se asigură mijloace de combatere a infiltrațiilor în sistemul de irigație care să permită realizarea unui randament de 0,80, se poate reduce viteza de ridicare a nivelului freatic până la 50%. Se precizează, de asemenea, că în zone în care drenajul natural lipsește, măsurile preventive pot întârzia numai ridicarea nivelului freatic până la o adâncime critică pentru o perioadă de cel mult 40-50 ani. Profesorul V.A. Kovda arată că în condițiile tehnicii actuale, când execuția canalelor se face în pământ cu măsuri reduse de impermeabilizare și cu disciplină redusă în folosirea apei, ridicarea nivelului apelor freatice, care se găsesc inițial la adâncimea de 20-30 m, poate să aibă loc în 15-30 ani.

Față de cele de mai sus, se poate trage concluzia că pericolul salinizării sau înmlăștinirii terenurilor irigate, la care apa freatică se găsește inițial la adâncimi mari (10-30 m), nu trebuie neglijat.

Pentru exploatarea normală a terenurilor irigate o importanță deosebită prezintă controlul salinității, alcalinității, condițiilor de drenaj ale terenului, calitatea apei de irigat etc. Controlul salinității solului trebuie să se facă în funcție de următoarele trei aspecte ale gospodăririi apei: 1) irigația, 2) dezalcalinizarea și 3) drenajul.

Din majoritatea rapoartelor prezentate (Problemele 5, 12 și 13) se poate trage concluzia că drenajul, alături de irigație și desalinizare, trebuie să stea în centrul atenției, atunci când se întocmește un proiect general pentru irigarea unui teren.

Studiile hidrogeologice care se fac cu ocazia în-

tocmirii proiectului trebuie să permită efectuarea unei prognoze asupra ridicării nivelului freatic, pentru a stabili momentul de intrare în funcțiune a rețelei de drenaj în vederea prevenirii salinizării solului.

Sistemul de drenaj previne sau întrerupe procesul de acumulare a sărurilor, o parte din ele fiind antrenate și evacuate.

Intensitatea reglării balanței sărurilor nu este aceeași în timpul funcționării sistemului de drenaj. În acest sens, profesorul V.A. Kovda (Problema 12) diferențiază două perioade de funcționare a sistemului de drenaj pe terenurile salinizate.

*Perioada I*, perioada tranzitorie de ameliorare, rezolvă următoarele probleme:

a) evacuarea apelor de spălare la începutul perioadei de ameliorare;

b) desalinizarea stratului de sol în care se dezvoltă rădăcinile plantelor până la concentrația de 0,2-0,3%; prezența ionilor de clor nu trebuie să fie mai mare de 0,01%;

c) desalinizarea apei freatice până la concentrația de 2-3 g/l sau mai puțin;

d) desalinizarea treptată a apei până la adâncimea de 5-10 m a straturilor acvifere, prin înlocuirea apei salinizate cu apă de calitate bună. În timpul acestei perioade balanța hidrosalină se schimbă fundamental, scurgerea apei freatice se mărește, iar spălarea sărurilor ușor solubile predomină față de acumularea lor. O desalinizare satisfăcătoare a apelor freatice se poate realiza pe terenurile irigate prin funcționarea drenajului de tip orizontal într-o perioadă de 10-12 ani. Procesul de desalinizare completă, până la adâncimea de 5-10 m a straturilor acvifere, care constituie garanția principală că nu se va produce iar salinizarea, se termină după 20-30 de ani de funcționare continuă a sistemului de drenaj cu spălări (considerăm că această perioadă se poate reduce prin introducerea drenajului vertical).

*Perioada a II-a*, de funcționare stabilă a sistemului de drenaj, realizează următoarele:

a) menține stabilitatea rezultatelor ameliorative la care s-a ajuns în prima perioadă;

b) descărcarea sistematică a soluțiilor saline formate prin automineralizarea apelor de irigație care circulă în sol sau a sărurilor din apa de irigație. În această perioadă sistemul de drenaj se poate folosi și pentru irigație subterană cu ajutorul unor stăvilare în sistem care asigură posibilitatea reglării ușoare a adâncimii nivelului apelor freatice, în vederea alimentării prin capilaritate a stratului de sol în care se dezvoltă rădăcinile plantelor (irigarea subterană, V.A. Kovda).

Astfel, sistemul de drenaj, după definitivarea procesului de desalinizare a solului și a apelor freatice, trebuie să îndeplinească funcțiunea unui dublu regulator al regimului apei și a sărurilor în solurile irigate.

În această perioadă nu se întrevăd pierderi de apă prin infiltrație din canale și de pe teren, iar după desalinizare apa va fi deplin folosită în vegetație. Randamentul sistemului de irigație se va ridica în mod considerabil tocmai din acest motiv. Este posibil, de asemenea, să se micșoreze volumul operațiunilor de udare în perioada de vegetație, înlocuindu-le în proporție de 25-50% prin irigare subterană (V.A. Kovda).

Exemple de irigare subterană, făcută cu succes după desalinizarea apei freatice în zone ameliorative, pot fi văzute în fosta Uniune Sovietică la Stațiunea experimentală din Azerbaidjanul central (Stațiunea Mangan), în stepa Golodnaia (Zolotaia Orda din Uzbekistan) și la unitățile agricole de stat ca Pahhta Arai (în stepa Golodnaia). În aceste stațiuni, compararea rezultatelor operațiunilor normale de udare cu rezultatele irigațiilor subterane arată o eficiență economică în ultimul caz.

Rezultate bune în desecare, desalinizare și irigare a terenurilor se pot obține prin înlocuirea drenajului orizontal cu drenajul vertical, prin puțuri de pompare (Problema 5), care pe lângă avantajele amintite la drenajul orizontal, mai prezintă și altele, ca: reducerea perioadei de desalinizare, precum și permiterea alimentării cu apă a rădăcinilor plantelor în perioada a doua de funcționare stabilă (când apa din subsol este demineralizată).

Funcționarea rețelei de puțuri asigură, pe lângă coborârea nivelului freatic, apa necesară irigației, dacă nu este afectată de un puternic grad de mineralizare.

Observațiile de mai sus au în vedere legătura permanentă ce trebuie să se creeze între orizonturile active ale solului și apa freatică demineralizată. În felul acesta, concepția veche cu privire la lupta împotriva salinizării prin drenaj de mare adâncime, care să permită izolarea franjului capilar de orizontul activ al solului, este înlăturată (Problema 12). Introducerea sistemului de drenaj pe terenurile salinizate trebuie să fie urmată de operațiuni de spălare a solului salinizat și de înlocuire a apei freatice mineralizate. Pentru o eficiență sporită a spălărilor, în rapoartele cu privire la Problema 10, se fac următoarele recomandări:

- spălarea trebuie făcută în perioada anului când apa din subsol atinge nivelul cel mai adânc, iar evaporația este cea mai redusă;

- spălarea trebuie să înceapă cu secțiunea centrală a sistemului de drenaj, unde desalinizarea solului se petrece cel mai încet;

- să se execute nivelarea terenului;

- în proiectarea și executarea sistemului de drenaj trebuie urmărit, pe cât posibil, ca liniile de drenuri să alterneze cu canalele de irigație. În cazul acesta, pierderile prin infiltrație din canalele de irigație vor mări funcționarea efectivă a sistemului de drenaj, acționând ca un sprijin în procesul de spălare a solului;

- avându-se în vedere normele mari de apă ce trebuie să fie aduse pe terenurile ce necesită spălări, se pot combina aceste metode și cu cultivarea orezului.

Reducerea perioadei întâi de funcționare a sistemului de drenaj permanent se poate realiza prin diferite măsuri, ca:

- completarea acestuia cu o rețea de drenaj superficial, prevăzută la 60-80-100 cm adâncime și la 50-70 m distanță. Acest drenaj superficial va urgenta colectarea și evacuarea apelor de suprafață și din stratul superficial al solului, va contribui la îmbunătățirea constantelor hidrofizice ale solului, fiind în felul acesta un corolar prețios al drenajului permanent de tip orizontal, construit la adâncime mare (3-4 m)<sup>1</sup>. La sfârșitul perioadei I de funcționare a sistemului de drenaj, rețeaua de drenaj superficial poate fi scoasă din funcțiune (considerăm că această măsură se poate adopta în același scop și în cazul drenajului de tip vertical);

- prin aplicarea unui sistem adecvat de măsuri mecanice, ca: arături adânci, subsolaj, drenaj cârțiță;

- prin folosirea amendamentelor chimice pe bază de calciu (ghips) etc.

Experiențele întreprinse în diferite țări oferă câteva date în legătură cu normele de spălare.

Problema nr. 10, autor R. Reive, S.U.A., indică, ca regulă generală pentru spălarea solurilor puternic saline, un volum de 3.000 m<sup>3</sup>/ha de apă pentru 30 cm grosime de sol. Studiile de spălare efectuate la Coachella Valley (California) au permis stabilirea următoarei relații pentru determinarea cantității de apă pentru spălare a solului:

$$\frac{DAS}{D_s} = \frac{1}{\frac{5(ECe)_f}{(ECe)_i}} + 0,15 \quad (1)$$

în care:

$DAS$  este cantitatea de apă de spălare trecută printr-o adâncime de sol  $D_s$  (în picioare)<sup>2</sup>;

$(ECe)_i$  și  $(ECe)_f$  – conductibilitățile electrice în raport cu concentrația sărurilor, înainte și respectiv după spălare (în mho/cm).

Formula se poate aplica cu rezultate destul de bune acolo unde procentajul de săruri care rămân în profil după spălare este de maximum 80%.

Această formulă, deși a fost stabilită pentru condițiile locale din Coachella Valley, poate servi pentru orientare în stabilirea normelor de spălare și în alte zone naturale.

După operațiunile de spălare și desalinizare a solului și apei freatice până la limita admisibilă pentru

<sup>1</sup> În Golodnaia Step (Uzbekistan) se execută în mod curent drenajul orizontal la adâncimea de 2,5-4 m. (Vizită documentară autor, iulie 1975, Congresul al IX-lea internațional de irigații și drenaje).

<sup>2</sup> 1 picior = 30 cm.

plante, urmează perioada mai lungă de funcționare stabilă a drenajului, în decursul căreia exploatarea sistemului de irigație, cât și a celui de drenaj, trebuie să se facă de așa manieră încât să se realizeze un sistem hidrometric și halo-hidrometric eficace. Aceasta presupune cunoașterea raporturilor cantitative dintre aportul de săruri solubile ce pătrund în sol din apa de irigație și cele ce sunt evacuate prin rețeaua de drenaj și în directă legătură cu acestea, normele de irigare și drenaj.

Laboratorul de salinitate al S.U.A. (Problema 10) folosește în acest scop noțiunile de „cerință de spălare” și „cerință de drenaj”.

Cerința de spălare reprezintă fracțiunea din apa de irigație ce trebuie trecută prin zona rădăcinilor, pentru a menține salinitatea solului la un nivel specificat, și este dată de relația:

$$C \cdot S = \frac{D \cdot a \cdot d}{D \cdot a \cdot i} = \frac{C \cdot a \cdot i}{C \cdot a \cdot d} = \frac{E \cdot C \cdot a \cdot i}{E \cdot C \cdot a \cdot d} \quad (2)$$

în care:

$C \cdot S$  este cerința de spălare;

$\frac{D \cdot a \cdot d}{D \cdot a \cdot i}$  – raportul dintre cantitatea apei de drenaj față de cantitatea de apă de irigat;

$\frac{C \cdot a \cdot i}{C \cdot a \cdot d}$  – raportul concentrațiilor de săruri, respectiv în apa de irigație și cea de drenaj;

$\frac{E \cdot C \cdot a \cdot i}{E \cdot C \cdot a \cdot d}$  – raportul conductibilităților electrice.

Valorile ( $E \cdot C \cdot a \cdot d$ ) se aleg în funcție de toleranțele la săruri ale diverselor culturi (fig. 10.2)<sup>1</sup>.

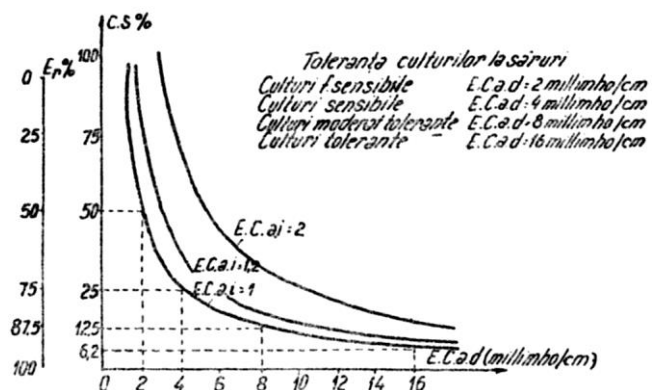


Fig. 10.2. Cerința de spălare în funcție de toleranța culturilor la săruri.

Din fig. 10.2, de exemplu, la o apă de irigație având o conductibilitate electrică ( $E \cdot C \cdot a \cdot i$ ) de 1 miliohm/cm, cerințele de spălare pentru prevenirea concentrării soluției solului, în cazul unor valori ale lui  $E \cdot C \cdot a \cdot d = 2, 4, 8, 16$ , sunt, respectiv, egale cu: 50,

25, 12,5 și 6,2%. Astfel, la o apă de calitate relativ bună, cerința de spălare poate varia de la 6% până la 50%, după cum se cultivă plante tolerante sau foarte sensibile la săruri.

Cunoscând toleranța la săruri a diverselor culturi, relația de mai sus poate fi folosită pentru determinarea cantității de apă de irigație peste evapotranspirație (folosirea consumptivă), pentru a menține salinitatea sub un nivel specificat. Așadar:

$$D \cdot a \cdot i = D \cdot f \cdot c + D \cdot a \cdot d \quad (3)$$

sau

$$D \cdot a \cdot i = \frac{E \cdot C \cdot a \cdot d}{E \cdot C \cdot a \cdot d - E \cdot C \cdot a \cdot i} D \cdot f \cdot c$$

în care:  $D \cdot f \cdot c$  – este evapotranspirația (folosirea consumptivă).

Cantitatea minimă de apă ce trebuie eliminată prin rețeaua de drenaj, la unitatea de suprafață, este dată de relația:

$$D \cdot a \cdot d(\min) = \frac{D \cdot f \cdot c}{1 - C \cdot S} C \cdot S = \frac{E \cdot C \cdot a \cdot i}{E \cdot C \cdot a \cdot d - E \cdot C \cdot a \cdot i} D \cdot f \cdot c \quad (4)$$

Randamentul maxim al udării ( $E_r$ ) în situația că se realizează exact cerința de spălare, iar distribuția apei se face în mod uniform pe suprafață, are expresia următoare:

$$E_r = 1 - \frac{D \cdot a \cdot d}{D \cdot a \cdot i}$$

În Problema 10 se precizează că în această situație, când apare ca factor salinitatea, trebuie să se redefinească noțiunea de randament al udării, astfel încât el să reprezinte o apreciere a proceselor efective care sunt incluse în asigurarea unei aprovizionări cu apă în condiții bune, atât în privința umidității cât și salinității.

În fig. 10.3 se arată cantitatea minimă de apă necesară a fi drenată, exprimată ca o fracție din folosirea consumptivă (evapotranspirație) pentru valori ale lui  $E \cdot C \cdot a \cdot d$  de 2, 4, 8 și 16.

Dăm un exemplu de utilizare a graficului: considerând apa de irigare din Salt River – Arizona (S.U.A.) ce are o conductibilitate electrică  $E \cdot C \cdot a \cdot i = 1,2$  miliohm/cm și presupunând că trebuie irigată lucerna, care are o folosire consumptivă a apei de 52,5 inchi<sup>2</sup> = 13.335 m<sup>3</sup>/ha la Masa – Arizona (Blaney și Criddle, 1950) și o toleranță la săruri de 8 (manual U.S.P.A.), cerința minimă de drenaj este aproximativ 18% sau 9 inchi (2.286 m<sup>3</sup>/ha pe sezon). Pentru o cultură mai puțin tolerantă la săruri, ca soia, care are  $E \cdot C \cdot a \cdot d = 4$  și folosirea consumptivă  $D \cdot f \cdot c = 22,3$  inchi (5.670 m<sup>3</sup>/ha), cerința minimă de drenaj este de 43% sau circa 10 inchi (2.510 m<sup>3</sup>/ha) pe sezon.

<sup>1</sup> Fig. 10.2 este întocmită după datele din traducerea Problemei 10 (lipsește figura din traducere); idem fig. 10.3.

<sup>2</sup> 1 inch = 25,4 mm.

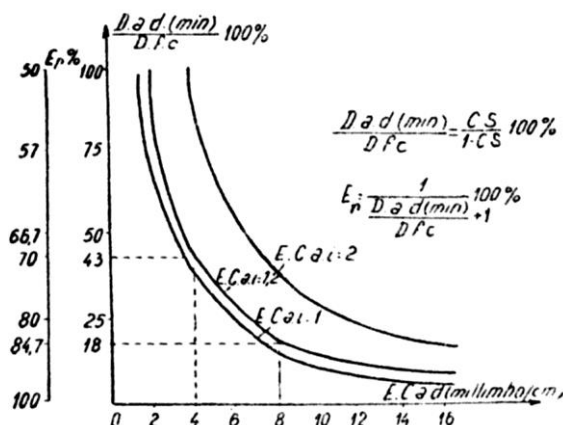


Fig. 10.3. Cerința minimă de drenaj exprimată ca o fracție din folosirea consumtivă, în legătura cu toleranța culturilor la săruri.

Scara randamentelor udării ( $E_r$ ), care s-a adăugat în figurile 10.2 și 10.3, arată randamentul maxim care se obține dacă s-a realizat cerința de spălare (v. fig. 10.2) și randamentul udării corespunzător unei cerințe de drenaj minimă dată.

Din cele arătate mai sus rezultă că, în cazul când se pune problema evitării sau înlăturării salinizării terenurilor irigate, relațiile dintre irigații și desecări se pot concretiza în constituirea a două rețele separate, de irigație și drenaj, cu exploatare simultană. După desalinizarea solului și a apei freatiche, rețeaua de irigație de suprafață poate fi desființată (total sau parțial), alimentarea cu apă a plantelor putându-se face acum și prin irigare subterană (Problema 12).

Rezolvarea problemelor de irigații – drenaj în acest fel satisface cerințele tehnice, îndeplinind și aspectul economic fundamental al lucrărilor de hidroameliorații, care constă în realizarea sporului maxim de producție, cu minimum de investiții și cheltuieli de exploatare, alături de economiile de suprafață ce se realizează în acest caz.

În zonele în care nu se pune problema salinizării secundare, irigarea trebuie să aibă în vedere prevenirea înmlăștinirii solului. Rezultă că, și în această situație, proiectul de irigație trebuie să țină seama de cerințele de drenaj.

În cazul solurilor cu o permeabilitate mare, cu apă freatică la adâncime relativ mare, sau în cazul aplicării metodei de irigație prin aspersiune (când costul apei este foarte ridicat, încât nu este rentabil să se aducă apă în plus care poate duce la înmlăștinirea terenului), amenajarea unei rețele de desecare nu se pune cu prioritate (Problema 17, „Relația între irigație și drenaj”, autor Giulio Supino și alții, Italia).

În cazul solurilor mai puțin permeabile, cu nivelul freatic aproape de suprafața terenului, sau în cazul aplicării metodei de irigație prin scurgere la suprafață, menținerea unui regim optim de umiditate în sol se

poate face cel mai simplu prin construirea unor rețele separate de irigație și desecare, cea din urmă având rolul de a evacua excesul de apă în perioadele când se impune aceasta (Problema 17).

O soluție bună, atât din punct de vedere tehnic cât și economic, constă în evitarea scurgerii excesive a apelor de suprafață, în scopul micșorării costului apei, îmbunătățindu-se totodată condițiile de umiditate din sol.

În Problema 17 se arată că, în cazul solurilor cu permeabilitate redusă, ridicarea nivelului apei freatiche prin bararea scurgerii pe canalele de desecare comportă multe dezavantaje, legate de îmbibarea solului până la nivelul capacității totale pentru apă și asfixierea rădăcinilor plantelor. Se arată, de asemenea, că în cazul unor soluri cu o permeabilitate excepțională se pot obține rezultate bune prin ridicarea sau coborârea nivelului apelor freatiche, barându-se scurgerea pe canalele de desecare (funcționare reversibilă). În situația aceasta se au în vedere numai apele freatiche de bună calitate din regiunea de nord a Italiei (regiunea Ferrara).

Din prezentarea schematică a unor concluzii privitoare la necesitatea drenajului în zonele irigabile (Problema 10) se pot desprinde unele idei de bază în privința tipului de drenaj (orizontal, vertical, mixt), regimului de exploatare (constant sau în faze diferite), corelării rețelilor de drenaj cu cele de irigații ș.a.

Aceste referiri, mai vechi ca dată (1960), însă oportune ca fază în care se găsește problema dezvoltării irigațiilor în țară și pe glob, completate cu interesantul studiu de sinteză asupra drenajului întreprins de inginerul I. Stanciu și colaboratori în 1973 [17], sunt edificatoare pentru o serie de situații în privința: soluțiilor de drenaj, debitului de calcul, regimului de exploatare, conlucrării cu rețeaua de irigații etc.

Intenția autorului fiind aceea de a fixa elementele de proiectare ale rețelilor de drenaj (deschis și închis – orizontal, vertical, radial), precum și noile procedee de experimentare pe bază de „modele”, studiul diverselor opinii se încheie aici, cu indicarea, pentru cei interesați, de a studia [17] și bibliografia aferentă.

## 10.2. SCHEMA SISTEMELOR DE DRENAJ (S.D.) ȘI ELEMENTELE DE CALCUL

### 10.2.1. ELEMENTELE REȚELELOR DE DRENAJ

Drenarea terenurilor cu exces de umiditate și salinizate se realizează, din punct de vedere tehnic, prin construirea sistemelor de drenaj, care trebuie să asigure [2]:

– accelerarea scurgerii și regularizarea apelor de suprafață și freatice de pe teritoriul respectiv, astfel ca aceste ape să nu stagneze peste termenele admisibile (agricol, tehnic, economic) sau să-și ridice nivelul mai mult decât cel admis de cerințele plantelor și ale solului, evitând și înlăturând pericolul de înmlăștinire și salinizare;

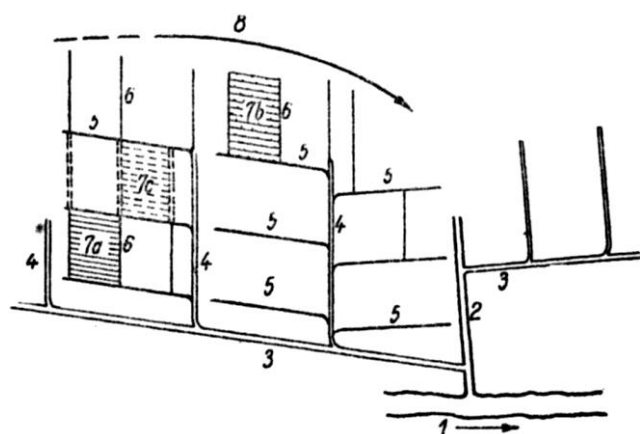
– oprirea pătrunderii pe teritoriul desecabil a scurgerii de apă de suprafață și a afluenței apelor freatice din afară;

– trecerea apei de pe câmp (în stare de umiditate în exces) în drenuri (în stare de curent);

– colectarea treptată a apei transformată în stare de curent, cu transportarea și descărcarea acesteia în emisar;

– lărga mecanizare a muncilor agricole și a construirii elementelor deschise din sistem care au un caracter provizoriu.

Sistemul de drenaj se materializează printr-o bază tehnică (fig. 10.4), formată dintr-un complex de rețele, instalații, mecanisme și utilaje. Mai departe, sistemul este pus în funcțiune datorită organizării procesului de drenaj, potrivit unui plan de regularizare a regimului de apă din sol.



**Fig. 10.4.** Schema sistemului de drenaj: 1 – recipient (emisar); 2 – canal magistral de evacuare (C.M.E.); 3 – canal principal de evacuare (C.P.E.); 4 – canal colector pentru grup de sectoare (c.c.g.s.); 5 – canal colector de sector (c.c.s.) sau dren colector; 6 – șanț de colectare; 7 – șanț umplut cu material filtrant; 7a – șanț de colectare; 7b – șanț umplut cu material filtrant; 7c – dren; 8 – canal de centură.

Elementele componente ale sistemului de drenaj<sup>1</sup> se pot grupa după cum urmează: teritoriul agricol desecabil, rețeaua de drenare-regularizare, rețeaua de colectare-evacuare, recipientul sau emisarul.

## 10.2.2. SEPARAREA APELOR SCURSE DE PE TERENURILE ÎNALTE DE CELE DIN ZONA JOASĂ

Amplasarea rețelei de drenaj depinde de condițiile naturale și tehnico-economice locale, excepție făcând situația când zona desecabilă constituie prelungirea unor terenuri înalte, cum se întâmplă în luncile unor râuri. Într-un asemenea caz trebuie să se țină seama și de terenurile înalte respective, care pot suferi și de exces de umiditate și ale căror ape se scurg tot în zona joasă. Aceste ape trebuie captate și transportate separat în recipient.

Separarea apelor „înalte” (provenite din zona înaltă) de cele „joase” (din zona joasă cu exces de apă) este necesară din mai multe motive.

În primul rând ea trebuie făcută pentru ca apele din zona înaltă să sosească la recipient pe drumul cel mai scurt, în cel mai scurt timp și cât mai în amonte posibil, deoarece astfel stările corespunzătoare viiturilor sunt de durată mai scurtă și dau deci posibilitatea unei eliminări complete sau unei reduceri a înmagazinării apei în canale.

În al doilea rând, separarea trebuie făcută pentru a reduce și a simplifica, ca număr și ca volum, canalele necesare pentru drenarea terenurilor joase și mlăștinoase, dat fiind că prin separația menționată se reduce volumul de apă de evacuat prin zona joasă.

Când complexul supus drenării este mic, separația apelor „înalte” de cele „joase” nu este necesară. Într-un asemenea caz, toate aceste ape trebuie conduse printr-un canal de evacuare de dimensiuni mari sau prin talvegul unității.

Separarea apelor „înalte” de cele „joase” se impune însă în toate cazurile atunci când apele „înalte” sunt tulburi și ar putea depune materialul purtat în rețeaua de drenaj din zona joasă, a cărei pantă este mai redusă.

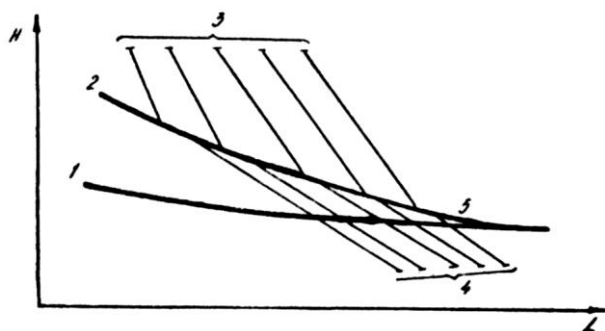
Linia de separație dintre terenurile înalte și cele joase este aceea indicată de întinderea maximă a inundațiilor, de limita superioară a mlăștinii, dacă există, sau de punctele de inflexiune care se găsesc pe traseele diferitelor talveguri ce vin din zona înaltă și merg prin zona joasă spre recipient.

La punctele de inflexiune se produce o încetinire a scurgerii, care provoacă o stagnare a apei în luncă.

La elaborarea proiectelor de drenaj, trasarea liniei de separație dintre terenurile înalte și cele joase constituie prima problemă care trebuie rezolvată înainte de a se trece la amplasarea rețelei de drenuri.

Întocmind profilele longitudinale ale talvegurilor naturale ce vin de pe terenurile înalte, diferența de pantă sus indicată se constată acolo unde se traversează linia de separație (fig. 10.5).

<sup>1</sup> În acest capitol se insistă asupra rețelei închise; calculul rețelei deschise este similar cu al rețelei de evacuare din sistemele de irigații (v. capitolul 4).

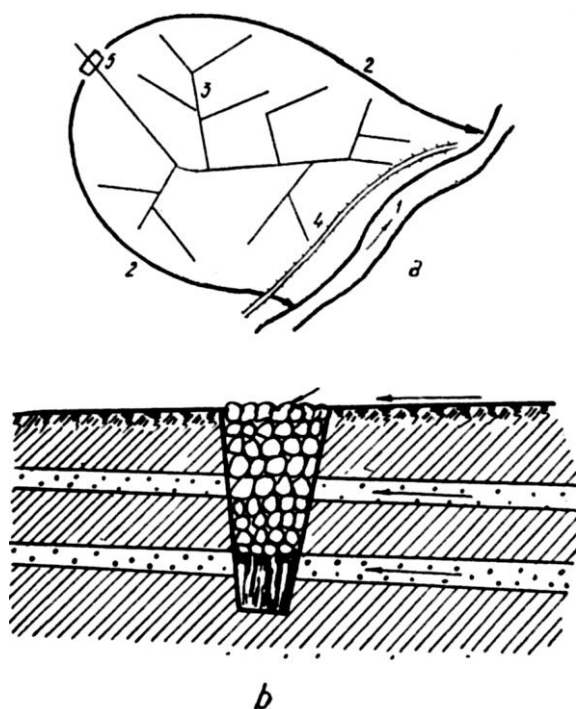


**Fig. 10.5.** Reprezentarea sintetică a liniei de separație: 1 – profilul sintetic al recipientului; 2 – profilul sintetic al canalului de centură (colectorul apelor înalte); 3 – profile sintetice ale talvegurilor din zona înaltă; 4 – profile sintetice ale talvegurilor din zona joasă; 5 – punctul de evacuare a apelor din zona înaltă în recipient.

Pentru ca în această reprezentare diferențele de pantă să apară apreciable, având în vedere constituția plană a complexului, trebuie adoptată pentru înălțimi o scară exagerată, în raport cu aceea a lungimilor (scara înălțimilor = 1 : 50 și scara lungimilor = 1 : 100.000).

În concluzie, dacă alegerea liniei de separație a fost bine făcută, trebuie să apară clar deosebirea de pantă în punctele de întâlnire a profilelor talvegurilor cu colectorul trasat pe linia de separație.

Canalele de centură vor fi dirijate, pe cât posibil, direct spre cursul de apă natural cel mai apropiat (fig. 10.6, a).



**Fig. 10.6.** Schema de amplasare și evacuare a canalului de centură (a) și canal de centură închis (umplut cu material filtrant) (b): 1 – recipientul; 2 – canalul de centură; 3 – rețeaua de canale de colectare și evacuare a zonei joase; 4 – digul de apărare; 5 – stăvilă – regulator.

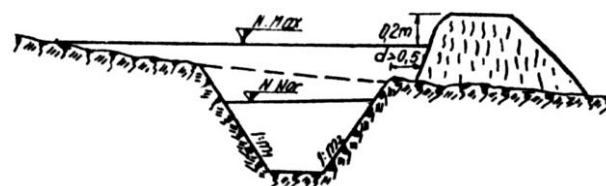
Canalele colectoare (de centură) de apă freatică ale unui teren înalt, având un debit mai mic și mai constant, se pot vărsa fără inconvenient în rețeaua de canale din zona joasă, dacă panta terenului permite evacuarea lor.

Dacă debitele de apă de suprafață provenite de pe terenurile înalte sunt mici, însă debitele straturilor acvifere mari, canalele de centură, în cazul când au o lungime mică, pentru a nu stânjeni circulația pe teren, pot fi construite închise, sub forma unor canale umplute cu piatră (fig. 10.6, b). Această construcție trebuie executată însă cu multă grijă, pentru a se evita înfundările. Dacă pericolul de înfundare este mare și dacă sunt de așteptat și cantități mari de apă, pe fundul canalului se așază un șir de drenuri.

Canalele de centură pot servi, în unele cazuri, drept canale de aducțiune pentru irigarea terenurilor din zona joasă și ca mijloc de combatere a fenomenului de alunecare (la care unii versanți ar putea fi expuși prin alunecarea bazei lor).

Pentru primul caz, apa poate fi introdusă în canale prin pompare dintr-o sursă de irigație, sau din canalele de coastă construite pe versanți, cu scopul principal de a combate eroziunea solului.

Panta fundului canalului de centură trebuie să fie de minimum 0,002, la viteza de scurgere de minimum 0,5 m/s. Secțiunea transversală a canalului de centură este, în general, de formă trapezoidală (fig. 10.7) și prezintă în mod curent următoarele caracteristici: taluzul amonte  $m_1 = 1,5-2$ ; taluzul aval  $m_2 =$  unghiul natural al terenului respectiv; distanța de la umărul taluzului aval până la piciorul depozitului de pământ (diguleț) trebuie să fie de minim 0,5 m.



**Fig. 10.7.** Secțiune transversală prin canalul de centură.

În general, nivelul apei în canalul de centură este la o cotă inferioară cotei, terenului din aval; în caz de ploi mari se admite însă ca apa să umple întreaga secțiune, păstrând o gardă de circa 0,2 m.

### 10.3. DEBITUL DE CALCUL PENTRU PROIECTAREA REȚELELOR DE DRENAJ (COLECTARE – EVACUARE)

Rețeaua de drenaj trebuie astfel concepută, sub aspectul elementelor componente și dimensionării, încât să asigure colectarea și evacuarea în timp util a ex-



cesului dăunător de umiditate, precum și a sărurilor în exces. O problemă fundamentală în proiectarea sistemului de drenaj (deschis și închis) o constituie determinarea debitului de evacuat.

Pentru determinarea debitului de apă pe care îl va transporta rețeaua de colectare și evacuare, este necesar să se cunoască dacă aceasta are rolul de a evacua numai apele de suprafață sau și apele freatice.

În caz că se evacuează și apele freatice, atunci trebuie să se stabilească debitul acestor ape în raport cu cel al apelor de suprafață, și în ce măsură urmează să fie luat în considerație la determinarea debitului de evacuare. În majoritatea cazurilor, debitul provenit din apa freatică este cantitativ inferior față de cel provenit din scurgerile superficiale, însă nu trebuie neglijat.

În funcție de felul folosirii terenului, trebuie stabilite perioadele critice pentru care se determină debitul de evacuare și timpul necesar evacuării.

Cunoscând aceste cerințe la care trebuie să răspundă rețeaua de colectare – evacuare, se observă că debitul de evacuare, în funcție de care se dimensionează un sistem de drenaj, cuprinde (fig. 10.8) [2]:

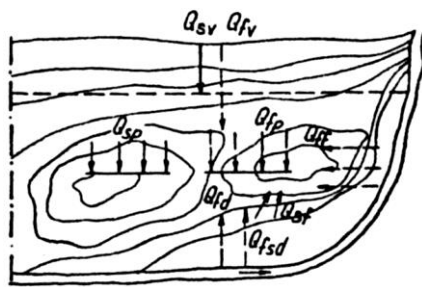


Fig. 10.8. Schema surselor de apă care concură la formarea debitelor de evacuare.

1. Debitul de evacuare provenit din scurgeri de la suprafață:

- scurgeri de suprafață de pe terenurile învecinate  $Q_{sv}$ ;
- precipitații căzute direct pe terenul de amenajat  $Q_{sp}$ ;
- prelevări de la diverse folosințe (sistem de irigații, amenajări piscicole etc.)  $Q_{sf}$ .

2. Debit de evacuare folosit din scurgeri freatice:

- scurgeri freatice de pe terenurile învecinate  $Q_{fv}$ ;
- scurgeri alimentate din precipitații atmosferice locale  $Q_{fp}$  și din alte folosințe  $Q_{ff}$ ;
- infiltrații prin și pe sub diguri  $Q_{fd}$ ,  $Q_{fsd}$ .

### 10.3.1. DETERMINAREA DEBITULUI DE EVACUARE PROVENIT DIN SCURGERI DE SUPRAFAȚĂ

**Debitul de evacuare provenit din scurgeri de suprafață de pe terenurile învecinate,  $Q_{sv}$ .** În cadrul

amenajărilor hidroameliorative, foarte des se întâlnesc situații când excesul de umiditate într-o anumită zonă este produs de inundarea acesteia, cu scurgerile superficiale de pe terenurile învecinate.

Pentru o justă dimensionare a sistemului de drenaj (inclusiv a canalului de centură), trebuie cunoscut debitul de evacuare provenit de pe aceste terenuri.

Se admit, în general, două cazuri, în funcție de panta medie a zonelor învecinate: terenuri a căror pantă este relativ mică ( $I_t = 10\text{‰}-40\text{‰}$ ), și terenuri cu pante mari, peste 40‰.

În primul caz, determinarea debitului de evacuare provenit de pe terenurile vecine se efectuează în mod analog cu cele de pe suprafața interesată la desecare, întrucât pantele sunt relativ mici. În această situație, necesitatea canalului de centură va fi apreciată de proiectant în funcție de condițiile tehnico-economice locale.

În al doilea caz, pantele mari ale zonei învecinate impun amenajarea antierozională a versanților și separarea apelor „înalte” de cele din zona joasă, prin construirea unui canal de coastă.

Având în vedere că de-a lungul canalului de centură este necesară amenajarea unui număr relativ mare de construcții hidrotehnice, care în timpul viiturilor pot fi suprasolicitate, dimensionarea acestora, respectiv a canalului de centură, se va face în funcție de un debit de evacuare determinat pe baza ploilor torențiale, cu o anumită asigurare, luându-se însă totodată în considerație și efectul regularizator al lucrărilor anti-erozionale din zona înaltă.

În acest scop se poate folosi relația produsă de Sokolovski:

$$Q_{\max sv} = \frac{0,28 H_T \cdot \sigma \cdot S_b}{t} f \cdot \lambda \cdot \delta + Q' \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (5)$$

în care:

$H_T$  este înălțimea stratului de precipitații căzut în timpul  $T$  (mm);

$S_b$  – suprafața bazinului de colectare aferent secțiunii, pentru care se determină  $Q_{\max}$  (km<sup>2</sup>);

$\sigma$  – coeficientul scurgerii;

$t$  – durata scurgerii viiturii (ore);

$f$  – coeficientul de formă a hidrografului viiturii (0,8-1,3);

$\delta$  – coeficient de reducere, influențat de efectul regularizator al lacurilor și bălților din bazinul de colectare (0-1);

$\lambda$  – coeficient de reducere, în funcție de efectul regularizator produs de albia majoră (albia formată între dig și versant):  $\lambda = 1 - \frac{h \cdot S'}{V}$ , în care:  $h$  este adâncimea apei în albia majoră inundată (m);  $S'$  – suprafața albiei majore (m<sup>2</sup>) și  $V$  – volumul scurgerii (m<sup>3</sup>).

$Q'$  – debitul inițial, existent în secțiune de la în-

ceputul viiturii ( $\text{m}^3/\text{s}$ ):  $Q' = Q_{fv} + Q_{id}$ , în care:  $Q_{fv}$  este debitul provenit din alimentarea freatică a canalului ( $\text{m}^3/\text{s}$ );  $Q_{id}$  – debitul provenit din eventualele descărcări ale apelor din sistemul de drenaj al zonei joase ( $d$ ) sau chiar dintr-un sistem de irigații ( $i$ ) ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

Pentru a nu se ajunge la un volum de terasamente prea mare, secțiunea canalului se poate dimensiona pe tronsoane de 1-3 km. În acest scop, debitul maxim determinat pentru secțiunea aval ( $Q_{\max}$ ) se raportează la lungimea canalului ( $L$ ), obținându-se debitul maxim specific  $q_{\max sv}$ :

$$q_{\max sv} = \frac{Q_{\max sv}}{L} \quad (\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{km canal}) \quad (6)$$

Cu ajutorul acestuia se determină debitul ce trebuie transportat prin secțiunea canalului, corespunzător fiecărui tronson:

$$Q_{calc} = q_{\max sv} \cdot L_i \quad (7)$$

**Debitul de evacuare provenit din scurgeri de suprafață generate de precipitațiile căzute pe unitatea de suprafață studiată  $Q_{sp}$ .** Evacuarea excesului de apă provenit din precipitațiile căzute pe suprafața interesată presupune dimensionarea elementelor sistemului de drenaj pe baza unui debit de evacuare ( $Q_{sp}$ ), în funcție, în principal, de: caracteristicile precipitațiilor critice ( $t_p$ ;  $h$ ), mărimea suprafeței drenabile ( $S$ ), timpul admisibil în care trebuie realizată evacuarea apei de pe teren ( $T$ ) și coeficientul scurgerii ( $\sigma$ ).

$$Q_{sp} = \sigma \frac{h \cdot S}{T} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (8)$$

Practic, debitul de evacuare se poate determina folosind o serie de relații de calcul, ca de exemplu:

- relații bazate pe cercetări experimentale;
- relații ce au la bază asemănarea elementelor reprezentării sintetice a unității cercetate cu a uneia amenajate, căreia i se cunoaște debitul de evacuare;
- relații obținute în urma studiului teoretic al scurgerii superficiale.

*Determinarea debitului de evacuare pe baza studiului teoretic al scurgerii superficiale* constituie o problemă cu care s-a ocupat o serie de specialiști, ca: A.E. Kosteakov, D. Turazza, V. Montanari, Puppini, Pasini, Ongaro. Aceștia au fundamentat și verificat principiile de determinare ale debitului de evacuare, funcție de cinematica scurgerii superficiale, luând în considerație și rolul regularizator al rețelei de canale.

Deoarece elementul generator al scurgerii îl constituie precipitațiile atmosferice, pentru a asigura o funcționare corectă a sistemului de drenaj proiectat, o atenție deosebită trebuie acordată stabilirii caracteristicilor precipitațiilor ce se folosesc în calcul.

Din totalul precipitațiilor căzute în intervalul de timp luat în studiu, se vor extrage valorile maxime căzute în 1-5 zile, în funcție de mărimea suprafeței dre-

nate (Ongaro, 1958 indică o zi pentru  $S < 4.000\text{ha}$ ).

Din registrele de observații ale stațiunilor meteorologice, interesează: data începerii ploii, durata și înălțimea efectivă a acesteia și înălțimile parțiale înregistrate în intervalele de o zi, pentru stațiuni dotate cu pluviometre, și 6 sau 12 ore, pentru stațiuni dotate cu pluviografe.

Deoarece aceeași ploaie (ca înălțime și durată), căzută în diferite perioade ale anului, formează scurgeri diferite ca valoare, pentru a putea compara efectul ploilor, acestea se reduc la o bază virtuală, obținându-se înălțimi virtuale ale ploilor.

Înălțimea redusă a ploii ( $h_{ri}$ ) se obține prin multiplicarea înălțimii reale ( $h_i$ ) cu un coeficient de reducere lunar ( $\delta_i$ ), a cărui valoare este dată de raportul dintre coeficientul scurgerii corespunzătoare lunii în care au căzut precipitațiile ( $\sigma_i$ ) și coeficientul scurgerii lunar maxim pentru unitatea studiată ( $\sigma_{\max}$ ):

$$h_{ri} = \delta_i \cdot h_i = \frac{\sigma_i}{\sigma_{\max}} h_i \quad (9)$$

Această reducere se efectuează atât pentru înălțimile totale, cât și pentru cele parțiale înregistrate în perioade succesive de 6, 12, 24 ore, după caz.

Pentru a putea determina legătura ce există între timpul de cădere al ploii și înălțimea acesteia, se însușează succesiv înălțimile parțiale, obținându-se ploile maxime căzute în 6, 12, 16, 24... ore, care se ordonează într-un tabel, în ordine descrescătoare, obținându-se cazurile critice ale ploilor reduse (Ongaro, 1958).

Reprezentând grafic cazurile critice se obține o familie de curbe (fig. 10.9), a cărei ecuație are formula generală:

$$h = a \cdot t_p^n \quad (10)$$

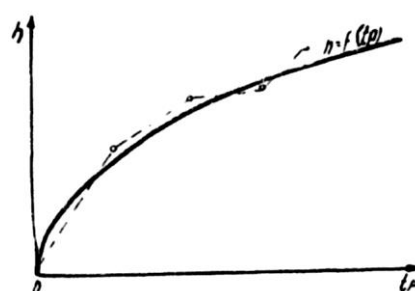


Fig. 10.9. Curba cazurilor critice ale ploilor reduse.

Valorile parametrilor  $a$  și  $n$  ai ecuației (10) se determină reprezentând cazurile critice în coordonate logaritmice, luându-se pe abscisă logaritmul timpului de cădere a ploii ( $\log t_p$ ), iar pe ordonată logaritmul înălțimii stratului de precipitații ( $\log h$ ) căzut în timpul ( $t_p$ ) (fig. 10.10).

În felul acesta se obține pentru fiecare caz critic o dreaptă a cărei ecuație este corespondentă logaritmică a relației (10).

$$\log h = \log a + n \log t_p \quad (11)$$

Pe reprezentarea obținută se pot determina grafic valorile  $\log a$  și  $n = x \operatorname{tg} \alpha$  pentru fiecare caz critic în parte.

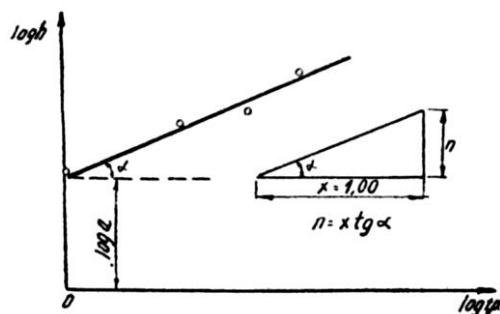


Fig. 10.10. Determinarea valorilor parametrilor ecuației

$$h = a \cdot t_p^n.$$

După cum se știe, între mărimea suprafeței pe care cade ploaia și intensitatea acesteia există un raport invers proporțional, astfel că, pentru a reda variația înălțimii stratului de precipitații în timp pentru o suprafață  $S$  [km<sup>2</sup>], se substituie relația  $h = a \cdot t_p^n$ , relativă la punctul în care se găsește stațiunea meteorologică, cu formula  $h' = a' \cdot t_p'^n$ , relativă la zona de suprafață  $S$ .

Valorile parametrilor  $a'$  și  $n'$  se obțin în funcție de  $a$ ,  $n$  și suprafața  $S$ , conform relațiilor propuse de Puppini:

$$a' = a \left[ 1 - 0,084 \frac{S}{100} + 0,007 \left( \frac{S}{100} \right)^2 \right] \quad (12)$$

$$n' = n + 0,014 \frac{S}{100} \quad (13)$$

Valoarea ploii de calcul se determină în funcție de parametrii ( $a'$  și  $n'$ ) curbei cazului critic, cu o anumită asigurare impusă de natura folosinței și importanța amenajării.

În general, notând cu:  $\varphi$  – frecvența ploii de calcul (%);  $\theta$  – numărul de ordine al curbei cazului critic al ploii ce are frecvența  $\varphi$ ;  $N$  – numărul de ani cu observații pluviometrice prelucrate; frecvența fenomenului este dată de relația:

$$\varphi = \frac{(\theta - 1)100}{N} \quad (14)$$

de unde numărul de ordine al curbei cazului critic al ploii, cu frecvența impusă de asigurarea cerută de amenajare, este dat de relația:

$$\theta = \frac{\varphi \cdot N + 100}{100} \quad (15)$$

Stabilirea debitului de evacuare într-o serie de situații întâmpină greutăți, din următoarele cauze: suprafețele drenabile sunt lipsite uneori de studii meteorologice de durată; în cazul unor suprafețe drenabile

foarte întinse stațiunile existente nu pot da informații exacte asupra felului cum sunt repartizate precipitațiile în spațiu; lipsa rețelei de pluviografe împiedică cunoașterea timpului real ( $t$ ) în care a căzut ploaia.

Pentru a compensa aceste deficiențe, la proiectarea lucrărilor de drenaj se iau în considerație precipitațiile maxime înregistrate în 24 ore ale perioadei de timp critice, care pot fi: primăvara, vara sau toamna, în funcție de natura folosirii terenului. În tabelul 10.1 sunt date rezumativ (după A.N. Kosteakov) perioadele critice de considerat în calcule, ca și perioadele de verificare a acestora, în funcție de natura folosirii terenului.

Tabelul 10.1. Perioade critice de considerat în calculul modului de scurgere

Natura folosirii terenurilor desecabile	Perioada critică de luat în calcul	Perioada de verificare de luat în calcul
Lunci cu fânețe	Viiturile de vară	Scurgerea medie în perioada de vegetație
Pășuni, asolamente cu ierburi	Înainte de semănat	Viiturile din perioada de vegetație
Asolamente de câmp fără culturi de toamnă	Înainte de semănat	În timpul semănatului și scurgerea medie în perioada de vegetație
Asolamente de câmp cu culturi de toamnă	Viiturile de primăvară	În timpul semănatului și scurgerea medie în perioada de vegetație
Asolamente furajere	Înainte de semănat	Viiturile de vară și scurgerea medie din perioada de vegetație

Pentru a studia fenomenul scurgerii superficiale, A.N. Kosteakov, plecând de la schema generală a sistemului de drenaj (fig. 10.11), detașează dintr-o parcelă, cuprinsă între două șanțuri de colectare, o suprafață de-a lungul liniei de scurgere având lățimea egală cu unitatea (suprafața hașurată).

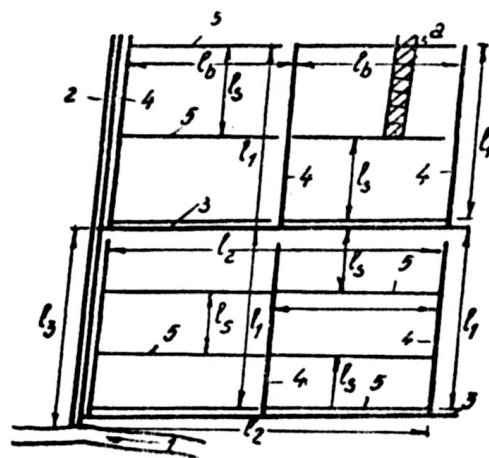


Fig. 10.11. Schema generală a sistemului de drenaj: 1 – râu; 2 – canal principal de colectare; 3 – canal colector grup de sector; 4 – canal colector de sector; 5 – șanț de colectare; a – suprafața elementară.

Lungimea suprafeței elementare ( $l_s$ ) se împarte într-un număr de  $t_c$  segmente ( $t_c$  fiind timpul necesar particulei de apă pentru a străbate linia de scurgere dintre două șanțuri de colectare), fiecare segment având deci lungimea egală cu viteza medie de deplasare a apei pe teren ( $v_s$ ), iar  $l_s = v_s \cdot t_c$ .

Studiind formarea stratului de scurgere creat de o ploaie cu intensitatea presupusă constantă ( $h_0$ ) și uniformă pe întreaga suprafață, în timp, se observă (fig. 10.12, a) că valoarea scurgerii crește, de la zero, atingând un maximum care se menține un timp constant și apoi descrește, atingând valoarea zero după o perioadă egală cu  $t_c + t_p$  (figura 10.12, b).

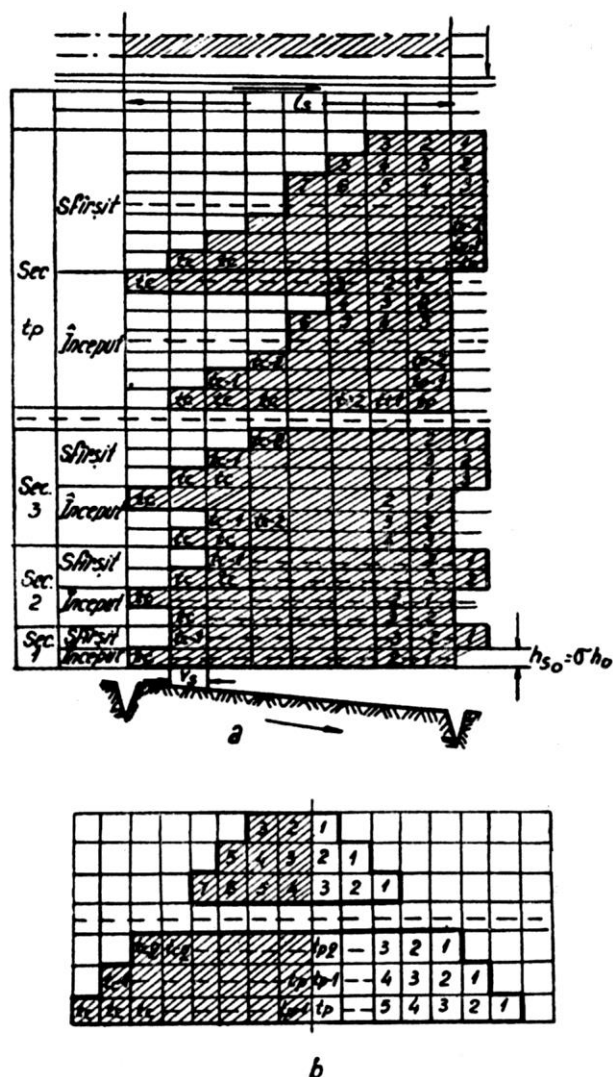


Fig. 10.12. Formarea scurgerii superficiale (a) și diagrama rezultantă a scurgerii superficiale (b).

Forma hidrografului scurgerii pentru o secțiune de canale oarecare depinde de timpul necesar particulei de apă, pentru a parcurge traseul din punctul „hidrologic” cel mai îndepărtat, până la secțiunea considerată, numit *timp de consumpțiune*.

Mărimea timpului de consumpțiune este în

funcție de mărimea și forma suprafeței bazinului de colectare aferent secțiunii considerate, de lungimea și panta drumului parcurs de apă din punctul hidrologic cel mai îndepărtat până la aceasta.

Pe baza observațiilor efectuate pe diferite amenajări hidroameliorative din Italia, o serie de autori, ca: Turazza, Ventura, Ongaro, Pasini propun pentru determinarea timpului de consumpțiune ( $t_c$ ), relații de forma generală:

$$t_c = KS^m L^n I^p \text{ [zile]} \quad (16)$$

în care:

$K, m, n, p$  sunt parametrii caracteristici fiecărei amenajări;

$S$  – suprafața bazinului de colectare, în  $\text{km}^2$ ;

$L$  – lungimea traseului parcurs de apă, în km:

$$L = \sum_{i=1}^n L_i, \text{ unde } L_i \text{ este lungimea elementelor}$$

sistemului de drenaj parcursă de apă (parcelă, șanț de colectare, canal de colectare etc.);

$I$  – panta medie a traseului parcurs de apă:

$$I = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{\sum_{i=1}^n \frac{L_i}{\sqrt{I_i}}}, \text{ unde } I_i \text{ este panta corespunzătoare}$$

fiecărei lungimi parțiale  $L_i$ .

Determinarea timpului de consumpțiune trebuie făcută cu foarte mare atenție, deoarece în funcție de acesta se vor stabili, după cum se va vedea, caracteristicile ( $t_p$  și  $h$ ) ploii critice pentru secțiunea considerată.

Pornind de la definiția timpului de consumpțiune, în funcție de desimea rețelei de canale pentru o secțiune oarecare de canal, acest timp este dat de relația:

$$t_c = \frac{l_s}{v_s} + \sum \frac{l_{ci}}{v_{ci}} \quad (17)$$

în care:

$l_s$  este lungimea liniei de scurgere a parcelei drenate (m);

$l_{ci}$  – lungimea canalelor (șc; ccs; ccgs etc.);

$v_s$  – viteza scurgerii superficiale pe suprafața parcelei drenate (m/s);

$v_{ci}$  – viteza medie a apei, corespunzătoare fiecărei categorii de canale (m/s).

Viteza de scurgere a apei la suprafața terenului poate fi determinată de relația:

$$v_s = 0,0000316 h_s^{\frac{3}{2}} \cdot m \cdot r \text{ [m/s]} \quad (18)$$

în care:

$h_s$  este înălțimea stratului de apă ce se scurge (mm),  $h_s = \sigma \cdot h$ , unde:  $h$  este înălțimea stratului de precipitații căzut (mm) și  $\sigma$  – coeficientul scurgerii;

$m$  – coeficient în funcție de natura suprafeței

terenului: 2,7-3,1 pentru teren arat, 22,7 pentru fâneață cosită, 26,75 pentru pajiște cu iarbă deasă;

$r$  – coeficient în funcție de panta terenului (pentru  $I = 0,5-100\%$ ,  $r = 1,7-10$ ).

Viteza de scurgere a apei în canal se poate determina, cu aproximație, cu ajutorul relației:

$$v_c' = 17I_c^{0,4} \cdot h_c^{0,5} \quad (19)$$

în care:

$I_c$  este panta fundului canalului;

$h_c$  – adâncimea apei în canal (m).

Pentru simplificarea calculelor, viteza scurgerii superficiale poate fi determinată folosind relația Stablick:

$$v_s = \alpha \sqrt{L_s \cdot I_s^{0,5}} \quad [\text{m/s}], \quad (20)$$

în care:

$\alpha$  este coeficient în funcție de folosința predominantă: teren acoperit cu pădure și fâneață  $\alpha = 0,008$ , teren acoperit cu pășune  $\alpha = 0,010$ , arătură pe curba de nivel  $\alpha = 0,015$ , arătură pe linia de cea mai mare pantă  $\alpha = 0,020$ ;

$L_s$  – lungimea liniei de scurgere;

$I_s$  – panta parcelei drenate de lățimea  $l_s$ .

În funcție de durata totală a scurgerii ( $t_p + t_c$ ), se poate stabili, pentru o secțiune de canal ce colectează apa de pe suprafața  $S$ , debitul mediu produs de scurgerea superficială:

$$Q_{med} = \frac{\sigma h S}{t_p + t_c} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (21)$$

în care toate elementele au semnificația anterioară.

Studiind forma hidrografului scurgerii se observă că acesta are un maximum care influențează debitul scurs prin secțiunea considerată, astfel că debitul maxim se obține multiplicând debitul mediu cu un coeficient de viteză  $K$ :

$$Q_{max} = K \cdot Q_{med} = K \frac{\sigma h S}{t_p + t_c} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (22)$$

Valoarea coeficientului de viitură este determinată de raportul existent între timpul de cădere al ploii ( $t_p$ ) și timpul de consumpțiune ( $t_c$ ) relativ la secțiunea luată în studiu.

Existând posibilitatea exprimării valorice atât a debitului maxim, cât și a celui mediu, valoarea coeficientului de viitură se determină ca fiind raportul între debitul maxim și cel mediu al secțiunii de referință:

$$K = \frac{Q_{max}}{Q_{med}} \quad (23)$$

Relativ la raportul existent între timpul de cădere al ploii și timpul de consumpțiune, pot apărea următoarele relații:

1)  $t_p > t_c$ , în care caz hidrograful scurgerii are forma din figura 10.13, *a*. Urmărind pe figură echivalența suprafețelor  $OAA' = BCC'$  se observă că debitul maxim

redat grafic de segmentul  $AA' = BB'$  va fi egal cu raportul dintre  $S_{AA'C'C} = \sigma \cdot h \cdot S$  (volumul de apă ce formează scurgerea superficială) și segmentul  $OB' = t_p$ :

$$Q_{max} = \frac{\sigma \cdot h \cdot S}{t_p} \quad (24)$$

Ținând cont de relațiile (21) (23) și (24), valoarea coeficientului viiturii va fi dată de formula:

$$K = \frac{Q_{max}}{Q_{med}} = \frac{\frac{\sigma \cdot h \cdot S}{t_p}}{\frac{\sigma \cdot h \cdot S}{t_p + t_c}} = 1 + \frac{t_c}{t_p} \quad (25)$$

Din relația (25) pentru  $t_p > t_c$  se obține  $1 < K < 2$ .

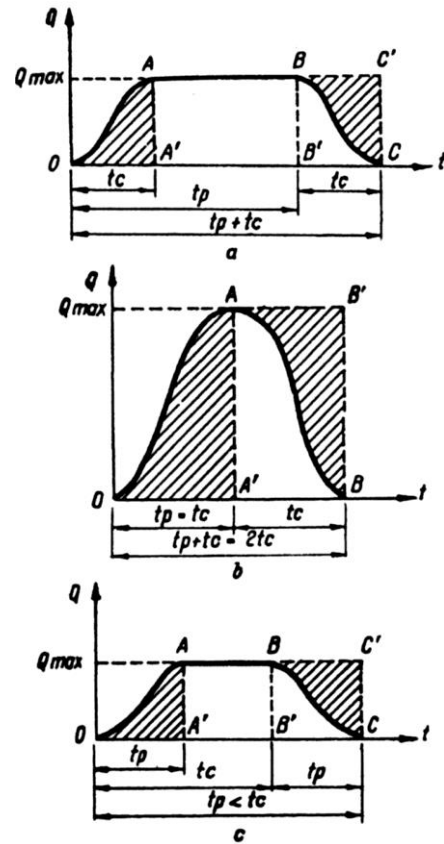


Fig. 10.13. Hidrograful scurgerii: a – pentru  $t_p > t_c$ ; b – pentru  $t_p = t_c$ ; c – pentru  $t_p < t_c$ .

2)  $t_p = t_c$  constituie un caz particular al primei situații, redat grafic în figura 10.13, *b*.

3)  $t_p < t_c$ , reprezentat grafic în figura 10.13, *c*, duce la apariția unui debit maxim:

$$Q_{max} = \frac{\sigma \cdot h \cdot S}{t_c} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (26)$$

astfel că valoarea lui  $K$  va fi dată de relația:

$$K = \frac{\frac{\sigma \cdot h \cdot S}{t_c}}{\frac{\sigma \cdot h \cdot S}{t_p + t_c}} = 1 + \frac{t_p}{t_c} \quad (27)$$

care pentru  $t_p < t_c$  are valori cuprinse între 1 și 2 ( $1 < K < 2$ ).

Exprimând debitul maxim în funcție de modulul scurgerii,  $Q_{\max} = q_s \cdot S$  și având în vedere relația (22) se scoate valoarea lui  $q_s$ :

$$q_s = K \frac{\sigma \cdot h}{t_p + t_c} \quad (28)$$

Pentru a determina caracteristicile ploii critice ( $t_p$ ,  $h$ ) în funcție de ( $t_c$ ) va trebui determinat raportul dintre ( $t_p$ ) și ( $t_c$ ), astfel ca modulul scurgerii să fie maxim.

Înlocuind în relația (28) pe  $h$  din relația (10) se obține:

$$q_s = K \frac{\sigma \cdot a \cdot t_p^n}{t_p + t_c} = \varphi \frac{t_p^n}{t_p + t_c} \quad (\varphi = K \cdot \sigma \cdot a) \quad (29)$$

Astfel,  $q_s$  va fi maxim pentru valoarea lui ( $t_p$ ) care anulează prima derivată a expresiei (29) în raport cu ( $t_p$ ):

$$\frac{dq_s}{dt_p} = \varphi \frac{nt_p^{n-1}(t_p + t_c) - t_p^n}{(t_p + t_c)^2} = 0 \quad (30)$$

$$nt_p^{n-1}(t_p - t_c) = t_p^n$$

$$nt_c = (1 - n)t_p$$

$$t_p = \frac{n}{1 - n} \cdot t_c \quad (31)$$

Ținând cont de relațiile (10) și (31), înălțimea ploii critice va fi dată de relația:

$$h = at_p^n = a \left( \frac{n}{1 - n} \right)^n \cdot t_c^n \quad (32)$$

iar modulul scurgerii va avea valoarea:

$$q_s = K \frac{\sigma \cdot a \left( \frac{n}{1 - n} \right)^n t_c^n}{t_c + \frac{n}{1 - n} t_c} = K \sigma a \frac{n^n}{(1 - n)^{n-1}} t_c^{n-1} \quad (33)$$

Înlocuind în relația (33) valorile lui  $K$  din relațiile (26) și (28) se obține:

Pentru  $t_p > t_c$ :

$$K = 1 + \frac{t_c}{t_p} = 1 + \frac{t_c}{\frac{n}{1 - n} t_c} = \frac{1}{n} \quad (34)$$

$$q_s = \sigma a \left( \frac{n}{1 - n} \right)^{n-1} \cdot t_c^{n-1}$$

Pentru  $t_p < t_c$ :

$$K = 1 + \frac{t_p}{t_c} = 1 + \frac{\frac{n}{1 - n} t_c}{t_p} = \frac{1}{1 - n} \quad (35)$$

$$q_s = \sigma a \left( \frac{n}{1 - n} \right)^n \cdot t_c^{n-1}$$

Timpul de consumpțiune ( $t_c$ ) poate fi exprimat

printr-o relație de forma generală:  $t_c = K_1 S^{\frac{1}{2}} i^{\frac{1}{2}}$ , expresie pe care înlocuind-o în relațiile (34) și (37) se obține:

$$q_s = \sigma \cdot a \left( \frac{n}{1 - n} \right)^{n-1} \cdot K_1^{n-1} \cdot S^{\frac{n-1}{2}} \cdot I^{\frac{n-1}{2}} \quad (36)$$

pentru  $t_p > t_c$ :

$$q_s = \sigma \cdot a \left( \frac{n}{1 - n} \right)^n \cdot K_1^{n-1} \cdot S^{\frac{n-1}{2}} \cdot I^{\frac{n-1}{2}} \quad (37)$$

Considerând că pentru o unitate desecabilă luată în studiu parametrii ( $\sigma$ ,  $n$ ,  $K_1$ ,  $a$ ,  $I$ ) sunt cunoscuți, relațiile (36) și (37) pot fi puse sub forma generală:

$$q_s = M \cdot S^{\frac{n-1}{2}} \text{ sau } q_s = \frac{M}{S^{\frac{1-n}{2}}} \quad (n < 1) \quad (38)$$

Din aceste relații reiese legătura între modulul scurgerii relativ la o secțiune dată și suprafața de colectare aferentă secțiunii considerate ce se poate reda și grafic (fig. 10.14).

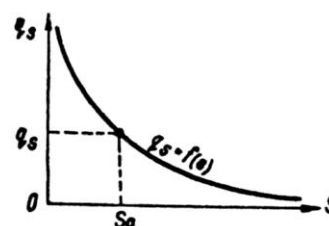


Fig. 10.14. Variația modulului scurgerii în raport cu suprafața desecabilă.

Având în vedere cele enunțate mai sus, rezultă că modulul scurgerii se calculează și în funcție de suprafața deservită de elementul ce se dimensionează, astfel că debitul de evacuare va fi dat de o relație generală de forma:  $Q_e = q_s \cdot S$  ( $m^3/s$ ).

Înlocuind pe  $q_s$  prin relația (38) se obține pentru debitul de evacuare o relație generală de forma:

$$Q_e = \frac{M}{S^{\frac{1-n}{2}}} \cdot S = M \cdot S^{\frac{n+1}{2}} \quad (39)$$

care reprezentată grafic apare sub forma din figura 10.15.

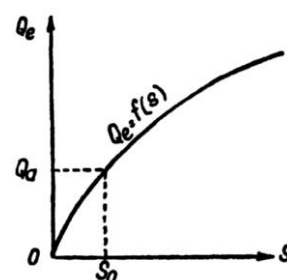


Fig. 10.15. Variația debitului de evacuare, în funcție de suprafața de colectare.

Pentru a obține debitul exprimat în (m<sup>3</sup>/s), în funcție de  $S$  (km<sup>2</sup>), relația devine:

$$Q_e = 0,01157 M \cdot S^{\frac{n+1}{2}} \text{ [m}^3/\text{s]} \quad (40)$$

Întrucât în țara noastră nu sunt încă suficiente observații pentru a stabili valoarea parametrului  $K$  al ecuației  $t_c = K_1 \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{I}}$ , necesar în cazul utilizării relațiilor

debitului de evacuare, determinarea acestuia se poate face și prin compunerea debitelor tuturor suprafețelor elementare ( $S_i$ ), după metoda zonelor de acumulare, pentru sistemul de canale proiectat<sup>1</sup> (propusă de ing. F. Trășculescu).

Pentru a determina debitul de evacuare prin această metodă, se construiește hidrograful debitului atenuat, împărțind bazinul de colectare aferent secțiunii de drenare a canalului colector principal într-un număr ( $n$ ) de subbazine (figura 10.16).

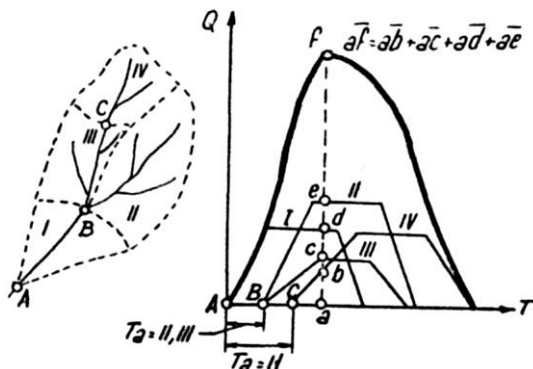


Fig. 10.16. Hidrograful zonelor de acumulare.

Fiecare din bazinele astfel obținute va avea un hidrograf al scurgerii de formă trapezoidală care se poate construi cunoscând ( $t_p$ ,  $t_c$ ,  $Q_{\max}$ ), conform celor enunțate anterior.

Hidrograful scurgerii în secțiunea aval a colectorului principal se construiește ținând cont de ne-simultaneitatea sosirii debitelor maxime din diferite subbazine în secțiunea considerată.

Urmărind pe figura 10.16 se observă că hidrograful scurgerii din primul sector pornește din originea axelor de coordonate, în timp ce celelalte hidrografe sunt reprezentate la o distanță de origine, egală cu timpul necesar apei de a parcurge rețeaua de canale de la sectorul respectiv până la secțiunea considerată ( $T_{ai}$ ):

$$T_{ai} = \frac{L_a}{V_a}$$

în care:

$L_a$  este lungimea drumului parcurs de apă;

$V_a$  – viteza cu care este parcursă această lungime

<sup>1</sup> Institutul pentru proiectări agricole și construcții hidrotehnice, „Instrucțiuni tehnice privind proiectarea sistemelor de desecare”. București, 1964.

(se determină conform relației 19).

Prin însumarea ordonatelor hidrografelor parțiale se obține hidrograful neatenuat, respectiv debitul neatenuat ( $Q_t$ ), care însă se atenuază datorită capacității de înmagazinare a canalelor de drenare.

Debitul de înmagazinare ( $q$ ) al albiei se determină cu relația:

$$q = Q \left( \frac{2L_a}{3V_a \cdot T_A} \right) \quad (41)$$

$$L_A = \sum L_a; T_A = \sum T_a; V_A = \frac{\sum L_a \cdot V_a}{\sum L_a}$$

în care:  $Q$  este debitul maxim total.

Hidrograful acestui debit are o formă triunghiulară și se înscrie sub hidrograful debitului total atenuat (fig. 10.17).

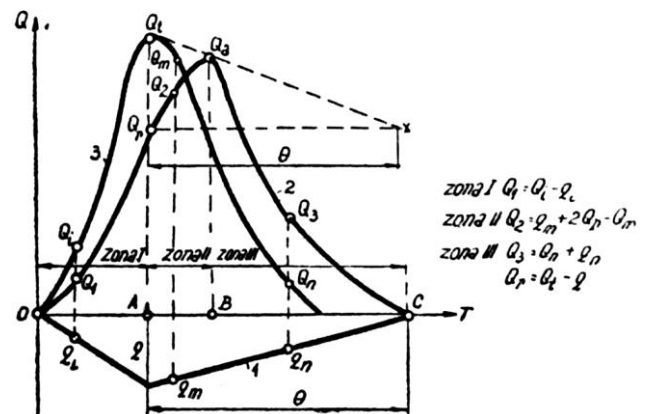


Fig. 10.17. Hidrograful atenuat: 1 – hidrograful debitului înmagazinat; 2 – hidrograful atenuat; 3 – hidrograful neatenuat.

Hidrograful real atenuat se obține din cel teoretic, procedând în felul următor: se scade din  $Q_t$  (debitul maxim neatenuat) debitul înmagazinat în albie ( $q$ ) și se obține debitul atenuat ( $Q_r$ ), care are aceeași abscisă cu ( $Q_t$ ) și ( $q$ ). Din acest punct se duce o paralelă la abscisă, având lungimea egală cu abscisa ramurii descrescătoare a hidrografului debitului înmagazinat ( $Q$ ). Unind capătul acestei paralele cu vârful hidrografului teoretic ( $Q_t$ ), se obține la întretăierea acesteia cu verticala, dusă prin punctul de intersecție dintre paralela la abscisă și ramura coborâtore a hidrografului teoretic, debitul maxim atenuat ( $Q_a$ ), deci vârful hidrografului real.

Construirea hidrografului real în cele trei zone delimitate pe figură se face conform indicațiilor date pe marginea acestuia.

**Debitul de evacuare provenit de la diverse folosințe (sisteme de irigații, amenajări piscicole etc.) ( $Q_{sf}$ ).**

Debitul de evacuare provenit din sistemele de irigații. În cazul când unitățile drenate sunt amenajate pentru practicarea unei agriculturi irigate, în determinarea debitului de evacuare trebuie să se țină seama și

de apele provenite din sistemul de irigații (evacuări, infiltrații, ape excedentare etc.). Valoarea acestui debit provenit de la irigații variază în funcție de tipul de amenajare și de metoda de irigație, fiind apreciat, după datele obținute în practica exploatarei, în (%) din hidro-modul (după I.P.A.C.H., 1965), astfel:

10-15% la udarea prin brazde și amenajarea cu canale din pământ și parțial conducte transportabile;

5-10% la udarea prin brazde și amenajarea cu jgheaburi și conducte transportabile;

2-15% la udarea prin aspersiune și amenajarea cu canale de pământ;

0-0,1% la udarea prin aspersiune și amenajarea cu conducte sub presiune;

25-30% la udarea prin aspersiune continuă și amenajarea cu canale de pământ;

15-20% la udarea prin submersiune discontinuă și amenajarea cu canale de pământ.

În funcție de amenajarea și metoda de udare se determină debitul de evacuare provenit din sistemele de irigații, la care va trebui adăugat și debitul provenit prin infiltrație în cazul culturii orezului.

*Debitul de evacuare provenit de la amenajări piscicole.* Având în vedere că amenajările piscicole din unitățile drenate sunt de tip sistematic – furajate, debitele de evacuare diferă de la o perioadă la alta a anului, în funcție de necesitatea asigurării unui debit de apă oxigenat în bazine.

Orientativ (după I.C.P.P.<sup>1</sup>), în tabelul 10.2 se indică procente din debitul total care trebuie evacuat în anumite perioade ale anului.

### 10.3.2. DETERMINAREA DEBITULUI DE EVACUARE PROVENIT DIN SCURGERI FREATICE

**Debitul de evacuare provenit din scurgeri freatice ce pătrund de pe terenurile învecinate,  $Q_{fv}$ .** Excesul de umiditate de pe terenurile joase poate proveni, pe lângă alte surse, și din alimentarea straturii freatic de către un aflus subteran dinspre zonele învecinate, de obicei mai înalte (fig. 10.18).

În acest caz, debitul de apă subterană ce alimentează straturul freatic din unitatea drenabilă poate fi determinat printr-o relație, dedusă din legea lui Darcy, de forma:

$$Q_{fv} = K \cdot H \cdot I \cdot L \text{ (m}^3/\text{s)} \quad (42)$$

în care:

$K$  este coeficientul de filtrație (m/s);

$H$  – grosimea straturii permeabil (m);

$I$  – panta apei subterane ( $I = \tan \alpha$ );

$L$  – lungimea frontului de apariție a apei subte-

rane la contactul dintre cele două zone (m).

În practică ne interesează valoarea modulului scurgerii subterane (debitul aflusului de apă subterană raportat la suprafața pe care se răspândește acesta):

$$q_{fv} = \frac{1000 Q_{fv}}{S} \text{ [l/s/ha]}$$

în care:  $S$  este suprafața unității drenabile (ha).

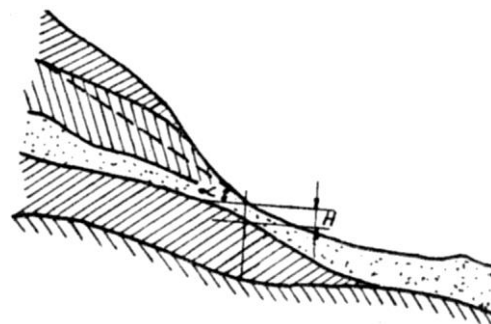


Fig. 10.18. Schema de calcul pentru determinarea debitului infiltrat pe sub versant.

**Debitul de evacuare provenit din alimentarea straturii freatic cu ape din precipitații căzute pe teritoriu] unității,  $Q_{fp}$ .** Precipitațiile atmosferice constituie una din sursele cele mai importante ce alimentează apa freatică, provocând ridicarea nivelului acesteia și înmlăștinirea straturii de sol în care se dezvoltă rădăcinile plantelor.

La proiectarea sistemului de drenaj trebuie să se determine o durată admisibilă de stagnare a apei în sol ( $T_a$ ), care să asigure o rentabilitate optimă a sistemului de drenaj.

De asemenea, se va avea în vedere că ( $T_a$ ), în urma studierii eficienței economice, trebuie să fie mai mare decât timpul necesar curentului de infiltrație, pentru a parcurge distanța pe verticală până la nivelul apei freatice (regularizat),  $z$ .

Dacă se exprimă viteza curentului infiltrat prin legea lui Darcy,  $v = K \cdot I$ , iar  $I \approx 1$ , timpul necesar curentului de filtrație pentru a ajunge la adâncimea ( $z$ ) va fi:

$$t_f = \frac{z}{K} \text{ [s]}, \text{ deci } T_a \geq \frac{z}{K} \quad (43)$$

Rețeaua de drenaj trebuie proiectată astfel încât să asigure colectarea și evacuarea la timp a apei infiltrate dintr-o ploaie critică, a cărei durată ( $t_p$ ) este egală cu durata admisibilă de inundare ( $T_a$ ) și care se repetă după  $N$  ani (1; 2; 5 ani).

Afirmația este justificată de faptul că la o frecvență egală, o ploaie cu durată mai lungă decât ( $T_a$ ) va avea o intensitate mai mică, putând fi complet evacuată prin drenuri, fără a se produce inundarea terenului; la fel, în cazul  $t_p < T_a$ , intensitatea este mai mare, apa inundă terenul, însă ploaia durând mai puțin, evacuarea apei este asigurată într-un timp mai mic decât cel admisibil.

<sup>1</sup> Institutul de cercetări și proiectări piscicole.



**Tabelul 10.2.** Valorile medii ale debitelor de evacuare din crescătoriile piscicole furajate

Perioada	1 I	15 II	1 III	15 III	15 IV	20 IV	1 V	10 V	1 X	15 X	1 XI	15 XI	Anual
	1SII	mi	15III	15IV	20IV	25IV	3V	IVI	15X	1X1	1SXI	31X11	
% din debitul total	20,4	10,6	4,0	0,4	0,1	0,1	0,1	2,1	11,4	12,2	18,2	24,4	100%

Intensitatea ploii de calcul se poate determina în funcție de condiția  $t_p = T_a$ , prin diferite metode.

În Franța, aceasta se determină în două trepte, folosind relațiile propuse de Talbot, care exprimă intensitatea ploilor de scurtă durată și cea propusă de Montanari pentru ploile de lungă durată. Talbot determină intensitatea orară a ploii după relația:

$$i = \frac{a}{c + t_p} \text{ mm/oră} \quad (44)$$

în care:  $a$  și  $c$  reprezintă coeficienți în funcție de frecvența ploii de calcul:  $a = 500$  pentru o ploaie care se repetă la 6 luni odată,  $c = 4$ ;  $a = 830$  pentru o ploaie ce se repetă la un an odată,  $c = 5$ .

Cunoscând intensitatea orară a ploii, determinată cu relația (44), se poate stabili parametrul ( $a'$ ) din relația propusă de Montanari:

$$i = \frac{a'}{\sqrt{t}} \quad (45)$$

Cunoscând parametrul ( $a'$ ), intensitatea ploii de calcul ( $i$ ) se determină în funcție de timpul de cădere al ploii:

$$t_p = T_a : i = \frac{a'}{\sqrt{T_a}}$$

Din cantitatea de precipitații căzută în timpul  $T_a$  ( $h = i \cdot T_a$ ) numai o parte se infiltrează în sol, restul evaporându-se de la suprafața solului sau a plantelor sau formând scurgerea de suprafață ( $\sigma \cdot h$ ).

Această fracțiune din stratul de apă care se infiltrează în sol, alimentând stratul freatic, poate fi considerată acoperitoare fără a se ține seama de evaporație:

$$(1 - \sigma)h \cdot 10 = 10\eta h \text{ (m}^3/\text{ha)}.$$

Din această fracțiune, o parte este reținută în sol, pentru a ridica umiditatea de la nivelul avut în momentul căderii precipitațiilor la capacitatea de câmp pentru apă. Astfel, dacă se notează capacitatea de câmp pentru apă cu  $C$  (% din volumul solului), iar umiditatea inițială cu  $w$ , atunci pentru adâncimea de sol ce trebuie drenat  $H = z$  (norma de drenaj), volumul de apă reținut în sol va fi:  $100 \cdot z \cdot (C - w)$  (m<sup>3</sup>/ha).

În acest fel, în rețeaua de regularizare poate pătrunde o cantitate de apă:  $10\eta h - 100 \cdot z \cdot (C - w)$  (m<sup>3</sup>/ha).

Într-o secundă din perioada  $T_a$  (ore) se va scurge de pe un hectar de teren, în rețeaua de regularizare, un volum de apă:

$$q_{fp} = \frac{\eta h - 10 \cdot z \cdot (C - w)}{0,36 T_a} = \frac{\eta h \alpha}{0,36 T_a} \quad (46)$$

În care:

$$\alpha = 1 - \frac{10 \cdot z \cdot (C - w)}{\eta \cdot h}$$

$\alpha$  – poate fi considerat coeficientul de scurgere a apei subterane în rețeaua de regularizare și depinde de: umiditatea solului la începutul ploii, deci de perioada din timpul anului când cade aceasta și felul folosințelor agricole ale terenului, precum și de capacitatea de câmp pentru apă a solului (constantele hidrofizice ale solului). ( $\alpha$  variază între 8 pentru sol mineral, în luna august, și 100 pentru sol turbos, în luna martie, A.N. Kosteakov).

Exprimând debitul infiltrat, de pe un hectar de teren (modulul scurgerii subterane) în funcție de intensitatea ploii de calcul cu asigurarea impusă de amenajare, se obține:

$$q_{fp} = \frac{\eta \cdot i \cdot \alpha}{0,36} \text{ [l/s/ha]} \quad (47)$$

În care:

$i$  este intensitatea ploii de calcul (mm/oră);

$\eta$  – coeficientul de absorbție,  $\eta = 1 - \sigma$ , unde  $\sigma$

este coeficientul scurgerii de suprafață;

$\alpha$  – coeficientul de scurgere subterană spre rețeaua de regularizare (canale, drenuri).

**Debitul de evacuare provenit din infiltrație prin și pe sub diguri,  $Q_{fd}$ ,  $Q_{fsd}$ .** În dimensionarea sistemelor de drenaj trebuie să se ia în considerație, acolo unde este cazul, că alimentarea stratului freatic poate fi produsă și prin infiltrație prin și pe sub diguri.

Determinarea debitului de infiltrație prin diguri se poate face în următoarele ipoteze:

– Nivelul apei este constant și de durată nedeterminată (de exemplu, canale în rambleu, remuuri).

Debitul de infiltrație prin dig va fi, în acest caz, determinat prin legea lui Darcy aplicată secțiunii de ieșire din corpul digului (fig. 10.19).

Dacă se admite că, la ieșirea curbei de infiltrație, tangenta la curbă coincide cu taluzul digului, se poate scrie pentru un metru lungime de dig următoarea formulă:

$$q = K \frac{dy}{dx} \cdot y; \frac{dy}{dx} = \tan \alpha; y = a \sin \alpha \quad (48)$$

deci  $q = K \cdot a \cdot \tan \alpha \cdot \sin \alpha$  sau, exprimând  $\sin \alpha$  și  $\tan \alpha$

în funcție de coeficientul unghiular al taluzului  $m_1 = \text{ctg} \alpha$ , se obține:

$$q = \frac{K \cdot a}{m_1 \sqrt{1 + m_1^2}} \quad (49)$$

Înlocuind valoarea  $a$ , determinată din ecuația filtrației, integrată între limitele  $x$  ( $a \cdot \cos \alpha$ ;  $l$ ),  $y$  ( $a \cdot \sin \alpha$ ;  $h$ ), se obține debitul de infiltrație pe metru lungime de dig:

$$q_{fd} = \frac{K}{m_1^2} \left( l - \sqrt{l^2 - m_1^2 h^2} \right) \quad (50)$$

Debitul de apă infiltrat prin digul de lungime  $L$  va fi:

$$Q_{fd} = q_{fd} \cdot L \text{ [m}^3/\text{s]} \quad (51)$$

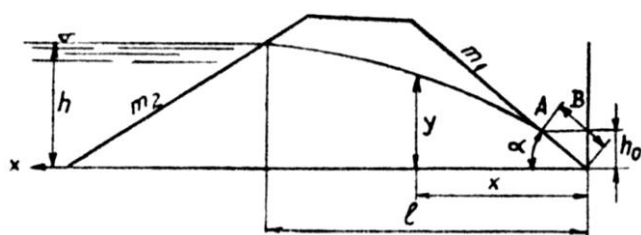


Fig. 10.19. Schema de calcul a infiltrației prin dig în regim permanent.

Afluxul de apă subterană pătrunsă prin infiltrații pe sub dig, prin mal poate alimenta în cantitate apreciabilă stratul freatic, în special în perioada viiturilor de lungă durată și cu nivelul maxim.

Debitul de apă infiltrat pe sub dig poate fi determinat prin diferite metode, ca cea propusă de Averianov:

$$Q_{fsd} = K_2 T_2 \frac{H - h_0}{L_1 \cdot \varphi} \text{ [m}^3/\text{zi/ml]} \quad (52)$$

Această relație poate fi interpretată sub două aspecte:

– în cazul când infiltrația pe sub dig este interceptată de o linie de drenuri frontale sau un canal de drenaj, paralel cu digul, semnificația elementelor relației este următoarea (fig. 10.20):

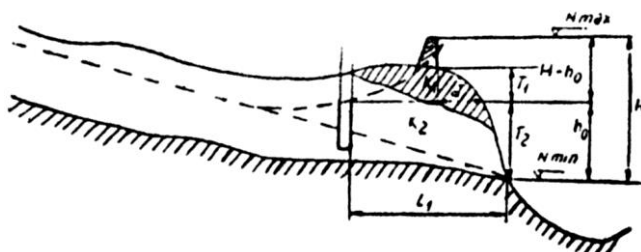


Fig. 10.20. Schema infiltrației pe sub dig, interceptată frontal de canal (dren).

$K_2$  reprezintă coeficientul de filtrație al stratului de fundație al digului (m/zi);

$T_2$  – grosimea acestui strat (m);

$H - h_0$  – diferența de nivel dintre cota apelor maxime (cu asigurarea impusă de amenajare) și cota apei în canalul de drenaj (dren) (m);

$L_1$  – distanța de la malul cursului de apă la canal (dren) (m);

$\varphi$  – coeficient de reducere, în funcție de  $\alpha$  și  $\mu$ :

$$\alpha = \frac{a}{L_1} \quad (a - \text{distanța dig - mal în m}) \text{ și}$$

$$\mu = \frac{L_1}{K_2} \cdot \frac{L_1}{T_2} \cdot \frac{L_1}{T_1}$$

$K_1$  – coeficient de filtrație pentru stratul superior (m/zi);

$T_1$  – grosimea stratului superior (m).

În cazul când debitul infiltrat pe sub dig nu este colectat de drenuri frontale (din sistemul de drenaj al unității), elementele rețelei sunt interpretate astfel:

$H - h_0$  este diferența de nivel între cota maximă a apei în râu și cea a apei freactice în unitatea drenabilă;

$L_1$  – lungimea: razei de influență a apelor de viitură din râu (fig. 10.21).

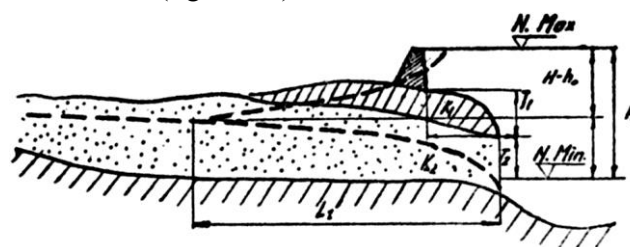


Fig. 10.21. Schema infiltrației prin dig, fără dren frontal.

Cunoscând debitul infiltrat pe metru lungime de canal ( $q_{fsd}$ ), debitul total infiltrat pe porțiunea de mal, aferentă unității considerate ( $L$ ) va fi:  $Q_{fsd} = q_{fsd} \cdot L$ .

### 10.3.3. CONCLUZII ASUPRA DEBITULUI DE EVACUARE

Atât pentru scurgerile de suprafață cât și pentru cele freactice, debitul de evacuare se determină separat, în funcție de originea acestor scurgeri.

Debitul de evacuare se stabilește astfel încât apa în exces să nu inunde terenul o perioadă de timp mai mare decât durata admisibilă de inundare, urmând ca sistemul de desecare, funcționând la acest debit (fiind dimensionat corespunzător), să asigure coborârea nivelului apei freactice până la realizarea normei de desecare, după încetinirea ploii (în intervalul de timp fără precipitații).

În determinarea debitului de evacuare provenit din scurgeri superficiale nu se ține seama de apele de inundații din râu, întrucât desecarea unității presupune ca aceasta să fie în prealabil îndiguită (dacă este vorba de o luncă inundabilă).

Canalele de colectare și evacuare de orice ordin se dimensionează pe baza unui debit de evacuare, care ia în considerație concomitența debitului provenit din scurgeri de suprafață cu acela a cărui sursă o constituie apa freatică. Se obișnuiește adesea a se dimensiona sistemul de desecare pe baza unui debit de evacuare, compus fie din debitul provenit din scurgeri la suprafață, la care se adună jumătate din debitul provenit din scurgeri subterane, fie din debitul scurgerii subterane, suplimentat cu jumătate din debitul scurgerii de suprafață, luându-se în calcul cea mai mare valoare.

Proiectarea sistemelor de desecare mari se recomandă să fie făcută în funcție de un debit de evacuare stabilit pe baza studiilor hidrologice și hidrogeologice de teren, care oferă o mai mare siguranță în buna funcționare a sistemului<sup>1</sup>.

Din practica desecărilor în diferite țări se pot da ca limite de variație pentru modulele de scurgere următoarele valori: modulul de scurgeri superficiale 0,1-3 l/s/ha și mai mare; modulul scurgerii subterane 0,04-2 l/s/ha și mai mare.

De justa dimensionare a canalelor depinde în mare măsură rentabilitatea sistemului de drenaj, precum și buna sa funcționare și exploatare. La stabilirea valorii intensității precipitațiilor ce intră în calculul modulului de scurgere, proiectantul va trebui să procedeze deci astfel ca avantajele obținute prin luarea în considerație a viiturilor și ploilor celor mai mari, deci a modulului maxim, să întrecă cheltuielile suplimentare cauzate de dimensionarea mărită a rețelei de canale.

Principial trebuie să se urmărească în proiect micșorarea costului și mărirea eficacității sistemului de drenaj, ceea ce se poate face prin alegerea, pe baza unui calcul al rentabilității, a unuia dintre cele două cazuri care pot fi luate în considerație.

*Cazul dimensionării canalelor pentru intensitatea cea mai mare a precipitațiilor, cu o anumită repetare în perioada examinată.* În acest caz, avantajul constă în excluderea posibilității de inundare a terenurilor. Dezavantajul este însă acela că rețeaua de canale nu va funcționa cu această secțiune decât un timp foarte redus și că în rest canalele vor fi numai parțial umplute, ceea ce poate duce la inerbarea lor.

*Cazul dimensionării canalelor pentru un debit mai mic decât cel maxim.* Aceasta prezintă avantajul unui cost mai redus al construirii și exploatării rețelei de canale și dezavantajul posibilității de inundare a terenurilor vecine.

În orice caz, atunci când ploile maxime cad la 8-10 ani, ele nu vor fi luate în calcul, indiferent de intensitatea lor (ploi torențiale).

## 10.4. NOȚIUNI DE HIDRAULICĂ DRENAJULUI. CALCUL ȘI PROIECTARE

### 10.4.1. DRENAJE ORIZONTALE

#### 10.4.1.1. Noțiuni de mișcare a apei în sol și spre drenuri

Sub acțiunea unor factori interni și externi, umiditatea solului este expusă unor variații în timp și spațiu, producându-se astfel o deplasare a apei în sol, a cărei lege poate fi redată prin relația Darcy:

$$v = K \cdot i \quad [\text{m/s}] \quad (53)$$

Dacă solul este nesaturat, mișcarea apei are loc tot după legea lui Darcy, însă într-o formă generalizată:

$$v = K_w \cdot i \quad [\text{m/s}] \quad (54)$$

în care coeficientul de permeabilitate ( $K_w$ ) nu mai este constant, ci variază direct proporțional cu umiditatea solului ( $w$ ).

În cazul solurilor argiloase saturate mișcarea apei începe numai după ce au fost învinse forțele de interacțiune dintre apă și sol, astfel că legea lui Darcy va trebui modificată prin introducerea așa-numitului *gradient inițial* ( $i_0$ ), ce se opune mișcării [10]:

$$v = K(i - i_0) \quad [\text{m/s}] \quad (55)$$

Tot datorită forțelor de interacțiune, apa din solurile nesaturate are o presiune inferioară celei atmosferice (fig. 10.22) și anume cu atât mai mică cu cât umiditatea solului este mai depărtată de umiditatea de saturație.

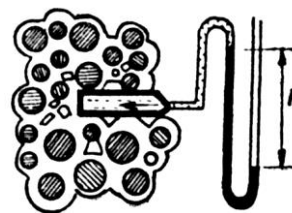


Fig. 10.22. Presiunea apei în solul nesaturat.

Diferența (deficitul) de presiune înregistrată poartă denumirea de *sucțiune* ( $s$ ) și reprezintă un efect rezultat al forțelor de adsorbție (în cazul solurilor argiloase) sau se datorește forțelor capilare (în cazul solurilor nisipoase). Circulația apei în solurile nesaturate este condiționată de această sucțiune, care după Schofield (1935) se redă prin  $pF$  (logaritmul zecimal al diferenței de presiune  $H$ , exprimată în cm coloană de apă.)

$$pF = \log H \quad (56)$$

Din cele mai de sus se observă că sucțiunea reprezintă un potențial negativ, astfel că pentru a transforma în apă liberă o cantitate de apă egală cu unitatea, reținută cu o sucțiune ( $s$ ), va trebui consumată o energie egală cu ( $s$ ) (fig. 10.23.).

<sup>1</sup> Instrucțiuni tehnice privind proiectarea sistemelor de desecare (redactarea I.P.A.C.H. – 1955).

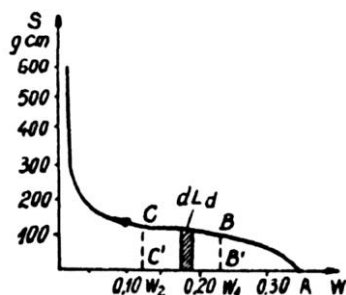


Fig. 10.23. Variația suucțiunii cu umiditatea.

Pentru a aduce solul de la umiditatea  $W_1$  la  $W_2$ , lucrul mecanic specific de drenare ( $L_d$ ) va fi:

$$L_d = - \int_{W_1}^{W_2} s \cdot dw \quad (57)$$

care corespunde suprafeței  $BCC'B'$  (fig. 10.23).

Analizând procesul de drenare în timp, apare noțiunea de *putere specifică de drenare* ( $P_d$ ):

$$P_d = \frac{dL_d}{dt} = -s \frac{dw}{dt} \quad (58)$$

În cadrul unui ciclu de drenare-umezire, apare o pierdere de energie ( $\Delta L$ ), materializată pe figura 10.24 prin bucla de histererezis  $ABCB'A$  cuprinsă între ramurile de drenare și umezire.

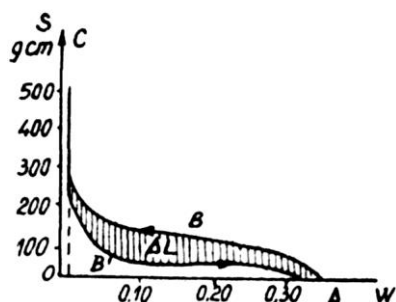


Fig. 10.24. Ciclul de drenare-umezire.

$$\Delta L = -L_d + L_u \quad (59)$$

în care  $L_u$  este lucrul specific de umezire, iar  $L_d$  – lucrul specific de drenare.

Capacitatea de drenare a diferitelor categorii de soluri poate fi pusă în evidență cu ajutorul *vitezei de drenare* ( $v_d$ ), care reprezintă cantitatea de apă ce se drenează în unitatea de timp, dintr-un volum unitar de sol. Ținându-se seama de relația (58) rezultă:

$$v_d = \frac{\gamma}{1 + \varepsilon} \cdot \frac{P_d}{s} \quad (60)$$

în care  $\gamma$  este greutatea specifică a solului, iar  $\varepsilon$  – indicele porilor.

De aici se observă că între viteza și puterea de drenare, pentru suucțiune constantă, există o legătură direct proporțională, astfel că, pentru a drena un sol într-un timp redus, va trebui să existe o putere de drenare mai mare.

Analizând, din punct de vedere energetic, feno-

menul de filtrație, se observă că energia pierdută de unitatea de greutate a apei, în timpul filtrației, este egală cu lucrul mecanic produs de apă la trecerea de la nivelul  $M'$  la  $N'$  (fig. 10.25).

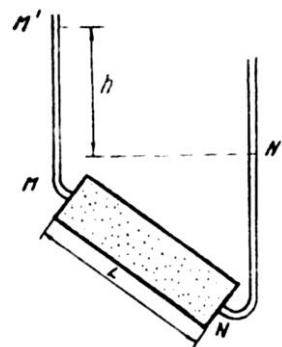


Fig. 10.25. Schema pentru definirea lucrului de filtrație.

Lucrul mecanic de filtrație produs de o cantitate de apă ( $Q$ ), ce se infiltrează în timpul ( $t$ ), cu o viteză de filtrare ( $v$ ), printr-o secțiune ( $A$ ) va fi:

$$L = Q \cdot h = v \cdot A \cdot t \cdot h \quad (61)$$

Ținând cont că filtrația are loc conform legii lui Darcy, lucrul specific de filtrație va fi dat de relația:

$$dL_f = \frac{1 + \varepsilon}{\gamma} K \cdot i^2 \cdot dt = \frac{1 + \varepsilon}{\gamma} \cdot \frac{v^2}{K} dt \quad (62)$$

iar puterea specifică de filtrație va fi exprimată astfel:

$$P_f = \frac{1 + \varepsilon}{\gamma} K \cdot i^2 = \frac{1 + \varepsilon}{\gamma} \cdot \frac{v^2}{K} \quad (63)$$

În urma analizei efectuate mai sus, se observă că în procesul drenării unui sol se consumă energie atât pentru a învinge forțele de interacțiune dintre sol și apă (până când procesul drenării devine staționar), cât și pentru a produce deplasarea apei în sol până la drenuri.

Având în vedere că fiecare sistem de drenaj poate dezvolta o anumită putere de drenare, pentru a putea evalua efectul sistemului preconizat, se pot folosi curbele ce redau suucțiunea în funcție de umiditate (fig. 10.26). Se prezintă câteva curbe ( $pF, w$ ) pentru solurile tipice (nisip, nisip făinos, lut, argilă), indicându-se și mărimea porilor ce se pot goli pentru suucțiunile corespunzătoare (H. Lehr și col., 1963).

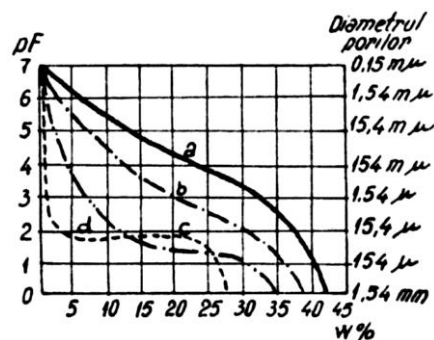


Fig. 10.26. Relația dintre suucțiune ( $s$ ) și umiditate ( $w$ ) pentru următoarele tipuri de soluri: a – nisip; b – nisip fin; c – argilă.

În funcționarea sistemelor de drenaj se deosebesc două faze: o fază tranzitorie, care durează până când curba de depresie coboară într-o poziție limită de echilibru relativ și fenomenul trece în faza a doua, devenind staționar.

Prima fază a filtrației (care are loc la punerea în funcțiune a sistemului de drenaj, după inundație sau ploaie) constituie o mișcare în regim nepermanent din studiul căreia se poate stabili o legătură între distanța dintre drenuri ( $L$ ), adâncimea pe care trebuie coborâtă curba de depresie ( $\Delta H$ ), timpul în care se produce fenomenul ( $T$ ), în funcție de debitul ce trebuie evacuat și constantele hidrofizice ale terenului ( $\delta$ ,  $K$  etc.), astfel încât să se poată realiza norma de drenare în timpul admisibil ( $T_a$ ).

Studiul celei de a doua faze (când fenomenul devine staționar), în care filtrația se produce în regim permanent, conduce la stabilirea ecuației curbei, de depresie, în funcție de care se determină o legătură între distanța dintre drenuri, săgeata curbei de depresie și implicit, în funcție de mărimea normei de drenare ce trebuie realizată, adâncimea de amplasare a drenurilor.

**Mișcarea în regim permanent. Cazul I. Dren situat pe stratul impermeabil.** Afluența apelor freatice în dren, pentru acest caz, este redată în figura 10.27.

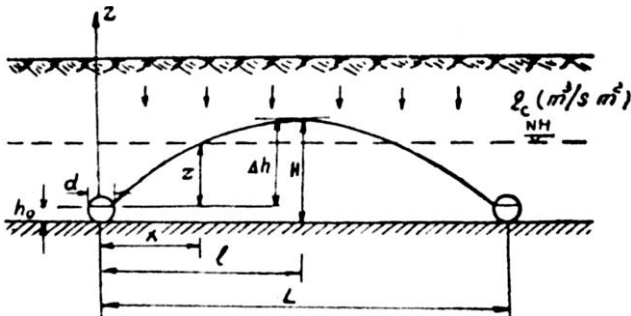


Fig. 10.27. Drenuri paralele situate pe strat impermeabil. Cazul I.

Drenul situat pe un strat impermeabil duce la formarea unui spectru hidrodinamic, cu liniile de egală presiune cvasirectilinii, astfel că suprafețele de egală presiune pot fi considerate plane.

Pentru o secțiune oarecare, determinată cu ajutorul coordonatei ( $x$ ), va trebui să existe următoarea egalitate (condiție de proiectare):

$$q_c(l-x) = K \cdot \omega \frac{dz}{dx} \quad (64)$$

în care  $\omega$  este secțiunea de curgere spre dren ( $m^2$ ).

În cazul drenului situat pe stratul impermeabil  $\omega = z \cdot l$  și deci relația (64) devine:

$$q_c(l-x) = K \cdot z \cdot \frac{dz}{dx}$$

sau după separarea variabilelor:

$$q_c(l-x)dx = K \cdot z \cdot dz$$

Prin integrarea ecuației se obține:

$$q_c \left( l \cdot x - \frac{x^2}{2} \right) - K \frac{z^2}{2} = C$$

Condițiile de margine sunt următoarele: pentru

$$x = \frac{d}{2}; z = h_0 \rightarrow C = q_c \frac{d}{2} \cdot l - K \frac{h_0^2}{2}$$

$$x = l; z = H \rightarrow C = q_c \frac{l^2}{2} - K \frac{H^2}{2}$$

Egalând cele două relații care dau valoarea constantei  $C$ , se obține:

$$q_c \frac{l}{2} (l-d) - \frac{K}{2} (h^2 - h_0^2) = 0 \quad (65)$$

În relația (65)  $d$  și  $h_0^2$  având valori mici față de  $l$  și  $H^2$  se neglijează. Se obține:

$$q_c l^2 - KH^2 = 0 \quad (66)$$

sau dacă  $L = 2l$ :

$$L^2 = \frac{4K}{q_c} \cdot H^2, \text{ pentru } h_0 \text{ neglijabil.} \quad (67)$$

Pentru  $h_0$  neneglijabil rezultă:

$$L^2 = \frac{4K}{q_c} (H^2 - h_0^2) \quad (68)$$

Înlocuind pe  $H = h_0 + \Delta h$  în relația (68) rezultă:

$$L^2 = \frac{8Kh_0\Delta h}{q_c} + \frac{4K\Delta h^2}{q_c} \quad (69)$$

în care:  $L$ ,  $h_0$  și  $\Delta h$  se exprimă în (m);  $K$  și  $q_c$  — în (m/zi).

2. **Cazul II. Dren situat la distanță mare de stratul impermeabil.** În cazul drenului situat la distanță mare de stratul impermeabil (fig. 10.28) se ține seama de relația (64) în care trebuie determinată suprafața ( $\omega$ ). Stratul impermeabil aflându-se la adâncime mare față de dren se formează un spectru hidrodinamic, în care liniile de egală presiune pot fi considerate arce de cerc (fig. 10.28). Deci  $\omega = \left( \frac{\pi}{2} + \alpha \right) \cdot x$ , în care  $\alpha$  = unghiul dintre curba de depresie și orizontală (în radiani).

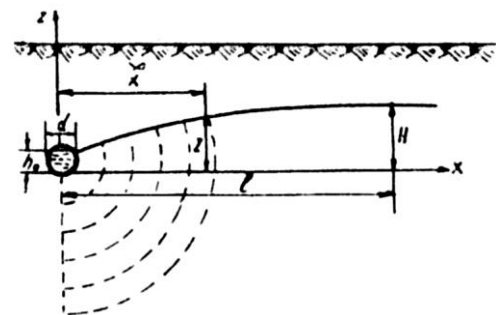


Fig. 10.28. Dren situat la distanță mare față de stratul impermeabil. Cazul II.

Înlocuind în relația (64) valoarea suprafeței ( $\omega$ ) se obține:

$$q_c \frac{l-x}{x} dx = K \left( \frac{\pi}{2} + \alpha \right) dz \quad (70)$$

Prin integrare se obține:

$$q_c (l \ln x - x) - K \left( \frac{\pi}{2} + \alpha \right) z = C$$

Condițiile de margine sunt:

pentru  $x = \frac{d}{2}$ :

$$z = h_0 \rightarrow C = q_c \left( l \ln \frac{d}{2} - \frac{d}{2} \right) - K \left( \frac{\pi}{2} + \alpha \right) H$$

pentru  $x = l$ :

$$z = H \rightarrow C = q_c (l \ln l - l) - K \left( \frac{\pi}{2} + \alpha \right) H$$

Prin egalarea valorilor pentru constanta de integrare  $C$ , se va ajunge la relația:

$$q_c \left( l \ln \frac{2l}{d} - l + \frac{d}{2} \right) - K \left( \frac{\pi}{2} + \alpha \right) (H - h_0) = 0$$

Se neglijează  $\frac{d}{2}$  din primul termen:

$$q_c l \left( l \ln \frac{2l}{d} - 1 \right) - K \left( \frac{\pi}{2} + \alpha \right) (H - h_0) = 0 \quad (71)$$

Unghiul  $\alpha$ , având valori mici, poate fi egalat, cu suficientă aproximație, cu tangenta sa:  $\alpha \approx \tan \alpha = \frac{H}{l}$ .

Relația (71) devine:

$$q_c \frac{L}{2} \left( \ln \frac{l}{d} - 1 \right) - K \left( \frac{\pi}{2} + \frac{2H}{L} \right) (H - h_0) = 0 \quad (72)$$

4 40 100

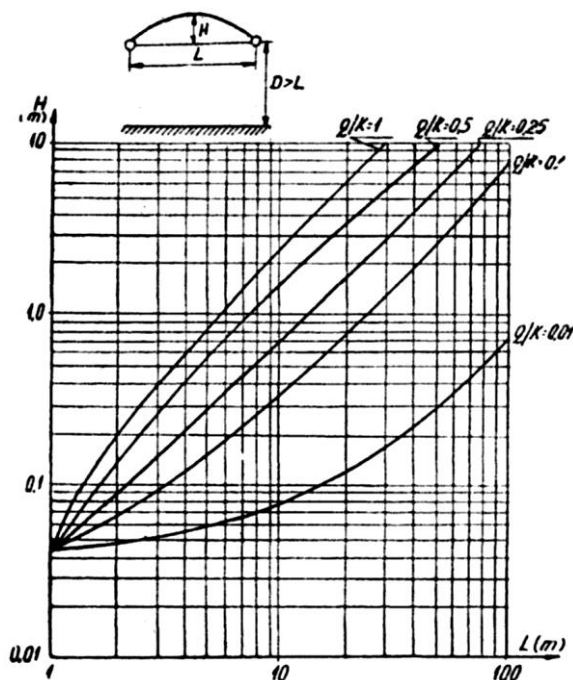


Fig. 10.29. Determinarea distanței dintre drenuri  $L = f(h)$ .

Deoarece legătura  $L = f(H)$  este implicită, pentru rezolvare se propune graficul din figura 10.29.

3. *Cazul III. Dren situat într-o poziție intermediară față de stratul impermeabil.* În acest caz, liniile de curent nu vor mai fi paralele și orizontale (v. cazul I), ci vor fi convergente spre dren (curgere radială) (fig. 10.30).

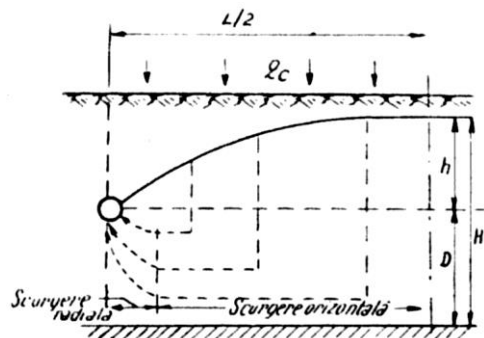


Fig. 10.30. Ipoteza Hooghoudt a curgerii radiale spre dren.

Curgerea radială produce alungirea liniilor de curent, aceasta explicându-se, în parte, prin pierderea de sarcină hidraulică, datorită vitezei mari de scurgere în vecinătatea drenului, în comparație cu restul zonei de curgere.

Hooghoudt (1940) a dedus ecuația curgerii radiale, zona curgerii fiind împărțită în: subzona curgerii orizontale și subzona curgerii radiale.

Dacă se neglijează curgerea orizontală de deasupra drenurilor, ecuația curgerii pentru un sol izotrop este:

$$h = \frac{q \cdot L}{K} F_H \quad (73)$$

în care:

$$F_H = \frac{(L - D\sqrt{2})^2}{8 \cdot D \cdot L} + \frac{1}{\pi} \ln \frac{D}{r_0 \sqrt{2}} + f(D, L) \quad (74)$$

în care:

$r_0$  este raza drenului;

$f(D, L)$  – funcție, în general de valoare mică, comparativ cu ceilalți doi termeni ai relației (74) și de aceea în mod obișnuit se neglijează (Labye, 1960).

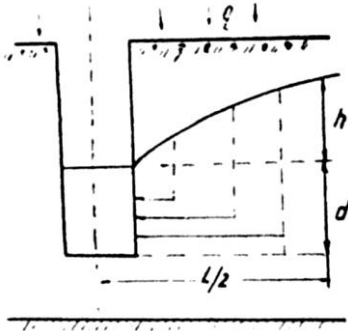
$$F_h = \frac{(L - D\sqrt{2})^2}{8 \cdot L \cdot D} \text{ reprezintă curgerea orizontală,}$$

$$F_r = \frac{1}{\pi} \ln \frac{D}{r_0 \sqrt{2}} + f(D, L) \text{ reprezintă curgerea ra-}$$

dială,  
deci:

$$F_H = F_h + F_r \quad (75)$$

Hooghoudt introduce în calculul rezistenței la curgerea radială o adâncime echivalentă ( $d$ ), unde  $d \ll D$ , înlocuind astfel modelul curgerii radiale (fig. 10.30) cu un model echivalent de curgere orizontală (fig. 10.31).



**Fig. 10.31.** Curgerea orizontală echivalentă (a curgerii radiale + orizontale).

Ecuția Hooghoudt pentru cazul din figura 10.30 este:

$$q = \frac{8 \cdot K \cdot D \cdot h + 4K \cdot h^2}{L^2} \quad (76)$$

Pentru situația când \$h \ll D\$ se obține:

$$q = \frac{8 \cdot K \cdot D \cdot h}{L^2} \quad (77)$$

Considerând numai curgerea de sub planul drenurilor, ecuația (78) se reduce la:

$$S \cdot K \cdot d' h, \text{ ,}$$

$$q = \frac{8 \cdot K \cdot D \cdot h}{L^2}; d < D \quad (78)$$

Relația (78) este echivalentă cu relația (73) și deci înlocuind pe \$h\$ din relația (73) rezultă:

$$q = \frac{8 \cdot K \cdot D \cdot q \cdot L \cdot F_H}{L^2 \cdot K}, \text{ , de unde } d = \frac{L}{8 \cdot F_H} \quad (79)$$

În vederea luării în considerație a curgerii radiale, \$D\$ din relația (76) se înlocuiește cu valoarea adâncimii echivalente din relația (79) rezultând:

$$q = \frac{8 \cdot K \cdot D \cdot h + 4 \cdot K \cdot h^2}{L^2} \quad (80)$$

Relația (80) se cunoaște sub denumirea de *ecuția Hooghoudt* și permite calculul distanței dintre drenuri, când se cunosc \$q, h, K, D\$ și \$r\_0\$.

### Mișcarea în regim nepermanent

**Cazul I. Dren situat pe straiul impermeabil.** Se consideră (fig. 10.32) că la un moment (\$t\$), la mijlocul distanței dintre drenuri, nivelul apei freatice este (\$h\$). Într-un interval \$dt\$ se produce o coborâre a nivelului curbei de depresie cu \$dh\$, sub influența scurgerii în drenuri.

Volumul de apă scurs în drenuri pe unitatea de lungime va fi:

$$dV = \varphi \cdot \delta \cdot L \cdot dh$$

în care:

\$\varphi\$ este coeficient care depinde de forma suprafeței de depresie (\$\varphi \approx 1\$);

\$\delta\$ – coeficient de cedare a apei de către sol.

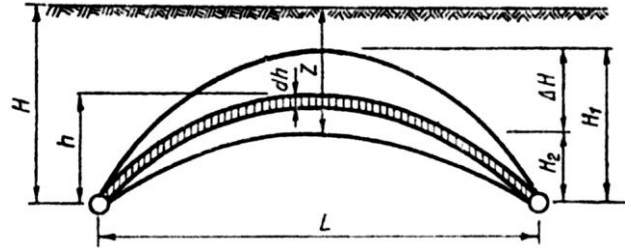
În intervalul de timp (\$dt\$), pe unitatea de lungime

de dren se scurge sub presiunea (\$h\$) un debit (\$q\_h\$):

$$q_h = \frac{dV}{dt}$$

$$q_h = -\frac{dh}{dt} \varphi \cdot \delta \cdot L \quad (81)$$

Prin integrarea acestei ecuații se poate determina timpul de coborâre a nivelului apelor freatice de la \$H\_1\$ la \$H\_2\$, pentru realizarea normei de drenaj sau adâncimii de nesalinizare.



**Fig. 10.32.** Distanța dintre drenuri în funcție de dinamica curbei de depresie.

Sistemul de drenaj trebuie astfel proiectat încât să asigure realizarea normei de drenaj în timpul admisibil (\$T\$). Dar, la proiectarea sistemului de drenaj se ține seama și de debitul de apă (\$q\_c\$) pe care trebuie să-l evacueze în permanență drenurile. Dat fiind acest debit de calcul pe unitatea de timp și pe unitatea de suprafață (\$q\_c\$), rezultă:

$$q_h = 2 \cdot q_c \cdot l; \quad q_h = q_c \cdot L \quad (82)$$

Înlocuind în relația (82) valoarea debitului (\$q\_c\$), scoasă din relația (66), obținem:

$$q_h = 2 \cdot q_c \cdot l = \frac{2 \cdot K \cdot h^2}{l}, \text{ în care } l = \frac{L}{2}$$

$$\frac{4 \cdot K \cdot h^2}{L} = -\varphi \cdot \delta \cdot L \frac{dh}{dt}$$

Separând variabilele și integrând se obține:

$$\varphi \cdot \delta \cdot L^2 \frac{1}{h} - 4 \cdot K \cdot t = C$$

Condițiile de margine sunt:

$$t = 0; \quad h = H_1 \rightarrow C = \varphi \cdot \delta \cdot L^2 \frac{1}{H_1}$$

$$t = T; \quad h = H_2 \rightarrow C = \varphi \cdot \delta \cdot L^2 \frac{1}{H_2} - 4 \cdot K \cdot T$$

Prin egalarea relațiilor ce dau valoarea lui \$C\$ se obține:

$$\varphi \cdot \delta \cdot L^2 \frac{1}{H_1} = \varphi \cdot \delta \cdot L^2 \frac{1}{H_2} - 4 \cdot K \cdot T \quad (83)$$

în care: \$H\_1 = H + \Delta H\$; \$H\_2 = H\$; \$\Delta H = z - z\_0\$; \$z\$ – norma maximă de desecare; \$z\_0\$ – adâncimea maximă a apelor freatice.

Relațiile (67) și (83) alcătuiesc un sistem de două ecuații, în care necunoscutele sunt \$L\$ și \$H\$:

$$\begin{cases} L = 2 \cdot H \sqrt{\frac{K}{q_c}} \\ L = \sqrt{\frac{4 \cdot K \cdot T}{\varphi \cdot \delta} \cdot \frac{H_1 \cdot H_2}{H_1 - H_2}} \end{cases}$$

Rezolvând sistemul de mai sus se obține:

$$L = \frac{2T \sqrt{K \cdot q_c}}{\varphi \cdot \delta - \frac{T q_c}{\Delta H}} \quad (84)$$

$$H = \frac{T \cdot q_c}{\varphi \cdot \delta - \frac{T \cdot q_c}{\Delta H}} \quad (85)$$

Pentru ca  $L$  și  $H$  să rezulte în m, termenii care intră în relațiile (84 și 85) se vor exprima prin următoarele unități de măsură:  $T$ (s),  $K$  (m/s),  $q_c$ (m<sup>3</sup>/s/m<sup>2</sup>),  $\Delta H$ (m).

*Cazul II. Dren situat la distanță mare de stratul impermeabil.*

În relația (82) se înlocuiește valoarea lui  $q_c$  reieșită din relația (71), pentru  $H$  înlocuit cu  $h$ .

$$q_h = 2q_c l = \frac{2 \cdot K \left( \frac{\pi}{2} + \alpha \right) (h - h_0)}{\ln \frac{L}{d} - 1}$$

$$\frac{2 \cdot K \left( \frac{\pi}{2} + \alpha \right) (h - h_0)}{\ln \frac{L}{d} - 1} = -\varphi \cdot \delta \cdot L \frac{dh}{dt}$$

sau

$$-\varphi \cdot \delta \cdot L \left( \ln \frac{L}{d} - 1 \right) \frac{dh}{h - h_0} = 2 \cdot K \left( \frac{\pi}{2} + \alpha \right) dt$$

Prin integrare se obține:

$$\varphi \delta L \left( \ln \frac{L}{d} - 1 \right) \ln(h - h_0) + 2K \left( \frac{\pi}{2} + \alpha \right) t = C$$

Condițiile de margine sunt:

$$t = 0; h = H_1 \rightarrow C = \varphi \delta L \left( \ln \frac{L}{d} - 1 \right) \ln(H_1 - h_0)$$

$$t = T; h = H_2 \rightarrow C = \varphi \delta L \left( \ln \frac{L}{d} - 1 \right) \cdot$$

$$\cdot \ln(H_2 - h_0) + 2K \left( \frac{\pi}{2} + \alpha \right) T$$

Prin egalarea valorilor lui  $C$  se obține:

$$\varphi \delta L \left( \ln \frac{L}{d} - 1 \right) \ln \frac{H_1 - h_0}{H_2 - h_0} = 2K \left( \frac{\pi}{2} + \alpha \right) T \quad (86)$$

Relațiile (71) și (86) alcătuiesc sistemul de ecuații din care se determină  $H$  și  $L$ .

$$\begin{cases} L \left( \ln \frac{L}{d} - 1 \right) = \frac{2 \cdot K \cdot \left( \frac{\pi}{2} + \alpha \right) (H - h_0)}{q_c} \\ L \left( \ln \frac{L}{d} - 1 \right) = \frac{2 \cdot K \cdot T \left( \frac{\pi}{2} + \alpha \right)}{\varphi \cdot \delta \cdot \ln \frac{H_1 - h_0}{H_2 - h_0}} \end{cases}$$

Pentru rezolvarea acestui sistem se formează două ecuații, în care însă  $H$  și  $L$  sunt sub formă implicită și deci determinarea lor se va face prin încercări:

$$H = \frac{q_c}{\varphi \cdot \delta} \cdot \frac{T}{\ln \left( 1 + \frac{\Delta H}{H - h_0} \right)} + h_0 \quad (87)$$

$$L \left( \ln \frac{L}{d} - 1 \right) = \frac{2K \left( \frac{\pi}{2} + \alpha \right)}{\varphi \delta} \frac{T}{\ln \left( 1 + \frac{\Delta H}{H - h_0} \right)} \quad (88)$$

**Exemplu de calcul.** În scopul lămuririi celor expuse cu privire la *adâncime* și *distanță* se va folosi un exemplu de calcul:

Pentru adâncimea de îngropare ( $t$ ) se ține seama de condițiile naturale existente. Se consideră că terenul prezintă condiții de salinizare care obligă luarea în considerație a normei critice ( $z = 1,8-2,5$  m); apa freatică se află foarte aproape de suprafața terenului ( $z_0 = 0,20$  m).

Valoarea debitului de calcul pentru solul foarte umed este  $q_c = 0,6-0,8$  l/s/ha. Stratul impermeabil găsindu-se la distanță mare, pentru calculul săgeții maxime a curbei de depresie, prin care implicit se determină și adâncimea de îngropare a drenurilor, se folosesc relațiile pentru cazul II (v. fig. 10.28):

$$H = \frac{q_c}{\varphi \cdot \delta} \cdot \frac{T}{\ln \left( 1 + \frac{\Delta H}{H - h_0} \right)} + h_0$$

în care:

$q_c$  este debitul de calcul (m<sup>3</sup>/s/m<sup>2</sup>);

$\varphi$  – coeficient care depinde de forma suprafeței de depresie a apelor freatice ( $\varphi \approx 1$ );

$\delta$  – coeficientul cedării apei de către sol (%);

$T$  – timpul de coborâre a apelor freatice cu o mărime  $\Delta H$  (s);

$h_0$  – înălțimea apei în dren (m);

$\Delta H = z - z_0$  – coborârea apelor freatice în timpul  $T$  (m);

$z$  – norma critică de desalinizare (m)

$z_0$  – adâncimea la care se găsește apa freatică (m).

$$\Delta H = 1,80 - 0,20 = 1,60 \text{ m}$$

$$\delta = 10\% \text{ (tab. 10.3).}$$



**Tabelul 10.3.** Valoarea  $\delta$ , în procente, a apei cedate de diferite soluri prin drenaj

Solul	Valoarea $\delta$ (în procente din volumul solului)	Solul	Valoarea $\delta$ (în procente din volumul solului)
Nisipos	15-25	Argilos	4-7
Nisipo-lutos	10-15	Turbă din mlaștini joase	3-10
Luto-nisipos	7-10	Turbă din mlaștini înalte	3-8

$$q_c = 0,7 \text{ l/s/ha} = 7 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s/m}^2$$

$$T = 8,7 \text{ zile} = 8,7 \cdot 86400 \text{ s}$$

$$h_0 = 0,03 \text{ m.}$$

Prin încercări s-a determinat  $H = 0,30 \text{ m}$ , valoare ce verifică relația de mai sus:

$$H = \frac{7,0 \cdot 10^{-8}}{1 \cdot 0,1} \frac{8,7 \cdot 86400}{\ln\left(1 + \frac{1,60}{0,30 - 0,03}\right)} + 0,03$$

Adâncimea de îngropare a drenurilor va fi:

$$t = 1,80 + 0,30 = 2,10 \text{ m}$$

Distanța dintre drenurile absorbante, pentru  $t = 2,10 \text{ m}$ , se determină cu relația (88). Prin încercări s-a determinat pentru  $L$  valoarea de 24 m.

$$24 \left( \ln \frac{24}{0,05} - 1 \right) = \frac{2 \cdot 10^{-5}}{1 \cdot 0,1} \left( \frac{3,14}{2} + \frac{2 \cdot 0,30}{24} \right) \cdot \frac{8,7 \cdot 86400}{\ln\left(1 + \frac{1,60}{0,30 - 0,03}\right)}$$

deci:  $t = 2,10 \text{ m}$ , iar  $L = 24,0 \text{ m}$ .

Variind adâncimile de îngropare a drenurilor în funcție de adâncimea critică de nesalinizare ( $H_{cr} = z = 1,80; 2,00; 2,50 \text{ m}$ ) și menținând egale  $q_c = 0,7 \text{ l/s/ha}$ ,  $H = 0,30 \text{ m}$ ,  $h_0 = 0,03 \text{ m}$  și  $L = 24 \text{ m}$ , rezultă următoarele valori ale adâncimii de îngropare a drenului ( $t$ ) și ale timpului ( $T$ ) de coborâre a apelor freatice cu mărirea  $\Delta H$ :

$$\begin{aligned} \text{– adâncimea:} \quad & t_1 = 1,80 + 0,30 = 2,10 \text{ m;} \\ & t_2 = 2,00 + 0,30 = 2,30 \text{ m;} \\ & t_3 = 2,50 + 0,30 = 2,80 \text{ m;} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{– timpul:} \quad & T_1 = 8,7 \text{ zile;} \\ & T_2 = 9 \text{ zile;} \\ & T_3 = 10 \text{ zile;} \end{aligned}$$

Din cele de mai sus se constată că menținând constantă distanța dintre drenuri ( $L$ ) pentru același debit de calcul ( $q_c$ ), timpul ( $T$ ) crește cu mărirea adâncimii de îngropare.

Cu aceleași relații (87 și 88) ca și în cazul precedent, pentru aceeași situație – când stratul impermeabil se găsește la o distanță foarte mare față de dren – se

calculează diferite distanțe dintre drenurile absorbante, menținând adâncimea de îngropare constantă. Se alege ca adâncime de îngropare a drenurilor:  $t = 2,80 \text{ m}$ .

Din relația (87) se determină prin încercări  $H$ , pentru următoarele valori ale elementelor ce intră în formulă:

$$q_c = 0,7 \text{ l/s/ha} = 7 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s/m}^2;$$

$$T = 13,2 \text{ zile} = 13,2 \cdot 86400 \text{ s};$$

$$\Delta H = 2,60 - 0,20 = 2,40 \text{ m.}$$

$$H = \frac{7,0 \cdot 10^{-8}}{1 \cdot 0,1} \frac{13,2 \cdot 86400}{\ln\left(1 + \frac{2,40}{0,20 - 0,03}\right)} + 0,03$$

$$H = 0,20 \text{ m};$$

$$t = 2,60 + 0,20 = 2,80 \text{ m.}$$

Pentru aceste condiții, distanța dintre drenurile absorbante, determinată tot prin încercări, este:

$$L = 26,0 \text{ m.}$$

$$26 \left( \ln \frac{26}{0,05} - 1 \right) = \frac{2 \cdot 10^{-5}}{1 \cdot 0,1} \left( \frac{3,14}{2} + \frac{2 \cdot 0,20}{26} \right) \cdot \frac{13,2 \cdot 86400}{\ln\left(1 + \frac{2,40}{0,20 - 0,03}\right)}$$

$$\text{Deci: } t = 2,80 \text{ m, } L = 26,00 \text{ m.}$$

Prin menținerea aceleiași adâncimi de îngropare a drenurilor, însă prin schimbarea distanței dintre ele, elementele ce se modifică sunt săgeata maximă  $H$  și implicit norma de desecare  $z$ , și timpul  $T$  de coborâre a apelor freatice cu mărirea  $\Delta H$ .

$$H = \frac{7,0 \cdot 10^{-8}}{1 \cdot 0,1} \frac{10 \cdot 86400}{\ln\left(1 + \frac{2,30}{0,30 - 0,03}\right)} + 0,03$$

$$H = 0,30 \text{ m, } t = 2,50 + 0,30 = 2,80 \text{ m.}$$

Prin încercări se determină  $L = 24,00 \text{ m}$ .

$$24 \left( \ln \frac{24}{0,05} - 1 \right) = \frac{2 \cdot 10^{-5}}{1 \cdot 0,1} \left( \frac{3,14}{2} + \frac{2 \cdot 0,30}{24} \right) \cdot \frac{10 \cdot 86400}{\ln\left(1 + \frac{2,30}{0,30 - 0,03}\right)}$$

În relațiile (87 și 88),  $H$  și  $L$  s-au determinat pentru următoarele valori ale celorlalte elemente:

$$q_c = 0,7 \text{ l/s/ha} = 7 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s/m}^2;$$

$$T = 10 \text{ zile} = 10 \cdot 86400 \text{ s};$$

$$\Delta H = 2,50 - 0,20 = 2,30 \text{ m};$$

$$\delta = 10\%, \varphi = 1$$

În a doua variantă de distanță, rezultă deci:

$$t = 2,8 \text{ m și } L = 24 \text{ m.}$$

În cazul variației distanței dintre drenuri  $L$ , cu menținerea constantă a adâncimii de îngropare  $t$  și a debitului  $q_c$ , elementele ce se modifică sunt  $H$ ,  $T$ ,  $z$ ; astfel, de exemplu, pentru:

$t = 2,80$  m și  $L = 26$  m, rezultă:  
 $T = 13,2$  zile;  $H = 0,20$  m;  
 $\Delta H = 2,40$  m;  $z_1 = 2,60$  m;  
 $t = 2,80$  m și  $L = 24$  m rezultă:  
 $T = 10$  zile;  $H = 0,30$  m;  
 $\Delta H = 2,30$  m;  $z_2 = 2,50$  m;  
 $t = 2,80$  m și  $L = 22$  m rezultă:  
 $T = 8,4$  zile;  $H = 0,4$  m;  
 $\Delta H = 2,20$  m;  $z_3 = 2,40$  m.

Din cele de mai sus se constată că, menținând constantă adâncimea de îngropare a drenurilor  $t$ , pentru același debit  $q_c$ , timpul  $T$  scade cu micșorarea distanței dintre drenuri  $L$ .

**Cazul III. Dren situat într-o poziție intermediară față de stratul impermeabil.** Adoptăm o ipoteză simplificatoare, și anume luăm în considerare doar curgea radială (fig. 10.33).

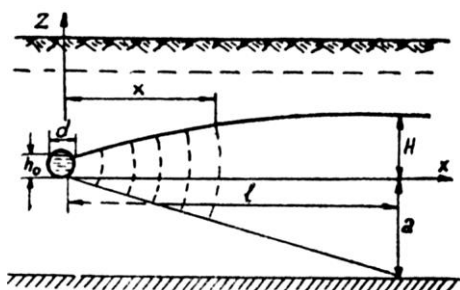


Fig. 10.33. Dren situat într-o poziție intermediară față de stratul impermeabil.

Se pleacă de la relația (64), în care suprafața  $\omega$  se poate exprima sub forma  $\omega = (\beta + \gamma) \cdot x$ , în care  $\beta$  și  $\gamma$  reprezintă unghiurile dintre curba de depresie și orizontală ( $\beta$ ), respectiv dintre orizontală și dreapta ce unește drenul cu punctul de intersecție al piciorului săgeții la stratul impermeabil ( $\gamma$ ):

$$q_c \frac{l-x}{x} dx = K \cdot (\beta + \gamma) \cdot dz \quad (89)$$

$$q_c (l \ln x - x) - K \cdot (\beta + \gamma) z = C$$

Condițiile de margine sunt:

$$x = \frac{d}{2}, z = h_0 \rightarrow C = q_c \left( l \ln \frac{d}{2} - \frac{d}{2} \right) - K(\beta + \gamma) h_0$$

$$x = l, z = H \rightarrow C = q_c (l \ln l - l) - K(\beta + \gamma) H$$

Se egalează cele două relații pentru  $C$  și neglijându-se  $\frac{d}{2}$  se obține:

$$q_c \left( l \ln \frac{2l}{d} - 1 \right) - K(\beta + \gamma)(H - h_0) = 0 \quad (90)$$

Pentru valori mici ale unghiurilor  $\beta$  și  $\gamma$ , ele pot fi egaleate cu valoarea tangentelor lor:

$$\beta \approx \tan \beta = \frac{H}{l}$$

$$\gamma \approx \tan \gamma = \frac{a}{l}$$

Înlocuind în relația (83) valoarea lui  $q_c$ , reieșită din relația (90), în care  $H$  se substituie prin  $h$ , se obține:

$$q_h = 2q_c \cdot l = \frac{2K(\beta + \gamma)(h - h_0)}{\ln \frac{L}{d} - 1} = -\varphi \cdot \delta \cdot L \frac{dh}{dt}$$

Prin separarea variabilelor și apoi prin integrare, în mod analog cazului II, se obține:

$$\varphi \delta L \left( \ln \frac{L}{d} - 1 \right) \ln \frac{H_1 - h_0}{H_2 - h_0} = 2K(\beta + \gamma) T \quad (91)$$

Semnificația termenilor este aceeași ca și în celelalte două cazuri.

Dacă drenul este așezat la o distanță ( $a$ ) foarte mică față de stratul impermeabil, cu aproximație, suprafețele de egală presiune pot fi considerate plane. Acest caz prezintă o oarecare asemănare cu cazul I.

Deci:

$$\omega = (z + a)l$$

$$q_c (l - x) = K(z + a) \frac{dz}{dx} \quad (92)$$

Prin separarea variabilelor și prin integrare se obține:

$$q_c x \left( l - \frac{x}{2} \right) - K \cdot z \left( a + \frac{z}{2} \right) = C$$

Pentru:

$$x = \frac{d}{2}, z = h_0 \rightarrow C = q_c \frac{d}{2} l - K \cdot h_0 \left( a + \frac{h_0}{2} \right)$$

$$x = l, z = H \rightarrow C = q_c \frac{l^2}{2} - K \cdot H \left( a + \frac{H}{2} \right)$$

Egalând relațiile pentru constanta  $C$ , rezultă:

$$q_c \left( \frac{l}{2} - \frac{d}{2} \right) - K \left[ H \left( a + \frac{H}{2} \right) - h_0 \left( a + \frac{h_0}{2} \right) \right] = 0$$

Se neglijează  $\frac{d}{2}$ .

$$q_c \frac{l^2}{2} - K \left( H \cdot a + \frac{H^2}{2} - h_0 a + \frac{h_0^2}{2} \right) = 0$$

$$q_c l^2 - K(H - h_0)(H + h_0 + 2a) = 0 \quad (93)$$

Înlocuind în relația (83) valoarea lui  $q_c$  din (93):

$$q_h = 2q_c l = \frac{2K(H - h_0)(H + h_0 + 2a)}{l}$$

Prin separarea variabilelor și prin integrare, rezultă:

$$\varphi \delta L^2 \frac{1}{\sqrt{4(2ah_0 + h_0^2) + 4a^2}} \cdot \ln \frac{2ah + 2a - 2\sqrt{a^2 + 2ah_0 + h_0^2}}{2ah + 2a + 2\sqrt{a^2 + 2ah_0 + h_0^2}} + 4Kt = C$$

$$\varphi \cdot \delta \cdot L^2 \frac{1}{2(a+h_0)} \ln \frac{a \cdot h - h_0}{a \cdot h + 2a + h_0} + 4K \cdot t = C$$

Pentru:

$$t=0, h=H_1 \rightarrow C = \varphi \delta L^2 \frac{1}{2(a+h_0)} \cdot \ln a H_1 \frac{a H_1 - h_0}{a H_1 + 2a + h_0}$$

$$t=T, h=H_2 \rightarrow C = \varphi \delta L^2 \frac{1}{2(a+h_0)} \cdot \ln a H_1 \frac{a H_2 - h_0}{a H_2 + 2a + h_0} + 4KT$$

Prin egalarea valorilor constantei C se obține:

$$\varphi \delta L^2 \frac{1}{2(a+h_0)} \ln \frac{(a H_1 - h_0)(a H_2 + 2a + h_0)}{(a H_2 - h_0)(a H_1 + 2a + h_0)} = (94)$$

$$= 4 \cdot K \cdot T$$

În acest caz apar două situații: în prima situație, sistemul ce trebuie rezolvat pentru determinarea lui  $H$  și  $L$  este dat de ecuațiile (90) și (91).

$$\begin{cases} L \left( \ln \frac{L}{d} - 1 \right) = \frac{2K}{q_c} (\beta + \gamma) (H - h_0) \\ L \left( \ln \frac{L}{d} - 1 \right) = \frac{2K}{\varphi \cdot \delta} \cdot \frac{T(\beta + \gamma)}{\ln \frac{H_1 - h_0}{H_2 - h_0}} \end{cases}$$

Și în acest caz, pentru determinarea lui  $H$  și  $L$  trebuie să se recurgă la încercări, deoarece  $H$  și  $L$  nu pot fi puse sub o formă explicită.

$$H = \frac{q_c}{\varphi \cdot \delta} \cdot \frac{T}{\ln \left( 1 + \frac{\Delta H}{H - h_0} \right)} + h_0 \quad (95)$$

$$L \left( \ln \frac{L}{d} - 1 \right) = \frac{2K}{\varphi \cdot \delta} (\beta + \gamma) \cdot \frac{T}{\ln \left( 1 + \frac{\Delta H}{H - h_0} \right)} \quad (96)$$

În situația a doua, în care drenul se găsește la o distanță mică față de stratul impermeabil, sistemul pentru determinarea lui  $H$  și  $L$  este dat de ecuațiile (93 și 94):

$$\begin{cases} L = 2 \sqrt{\frac{2K}{q_c} (H - h_0) \left( a + \frac{H + h_0}{2} \right)} \\ L = \sqrt{\frac{8KT(a+h_0)}{\varphi \delta \ln \frac{(a H_1 - h_0)(a H_2 + 2a + h_0)}{(a H_2 - h_0)(a H_1 + 2a + h_0)}}} \end{cases}$$

**Procedee uzuale pentru determinarea elementelor de proiectare ale drenajului orizontal.** Aceste elemente se determină cu mai multe metode.

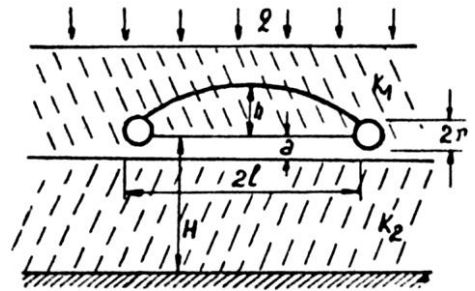
*Metoda Sadik și Don Kirkham.* Don Kirkham

stabilește (1960) ecuația generală de mișcare a apei spre drenuri în regim permanent, pentru două straturi de sol [16].

El ia în considerare atât curgerea orizontală, cât și curgerea de deasupra drenurilor (curgerea verticală), multiplicând gradientul hidrolic cu  $\left( 1 - \frac{q}{K} \right)^{-1}$ .

$$h \left( \frac{K_1}{q} - 1 \right) = 2l \frac{1}{\pi} \left\{ \ln \frac{1}{\sin \left( \frac{\pi r}{2l} \right)} + \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{m} \cdot \left[ -1 + \coth \left( \frac{m\pi a}{l} \right) \right] \left[ \cos \left( \frac{m\pi r}{l} \right) - \cos(m\pi) \right] \right. \\ \left. \cdot 1 - \frac{e^{\frac{m\pi a}{l}}}{\operatorname{sh} \frac{m\pi a}{l} \frac{k_1}{k_2} \coth \left[ m\pi \frac{H-a}{l} + \coth \frac{m\pi a}{l} \right]} \right\} \quad (97)$$

în care conform figurii 10.34:



**Fig. 10.34.** Sol neomogen. Ecuația lui Sadik și Don Kirkham.

$h$  este înălțimea maximă a nivelului apei freatice deasupra drenurilor, la mijlocul distanței dintre acestea;

$a$  și  $H$  – distanța, respectiv grosimea primului strat de sol de sub drenuri și a celui de-al doilea până la stratul impermeabil, luată în considerare față de linia ce unește cele două drenuri;

$2l$  – distanța dintre cele două drenuri;

$r$  – raza drenului;

$q$  – cantitatea de apă provenită din ploile căzute sau norma de udare administrată;

$K_1$  și  $K_2$  – permeabilitatea stratelor 1 și 2.

În ecuația (97) distanța dintre drenuri nu poate fi explicitată.

Pentru aceasta, se introduc trei funcții noi:  $E$ ,  $F$ ,  $G$ , definite astfel:

$$E \left( \frac{2l}{a}, \frac{a}{2r} \right) = \frac{1}{\pi} \ln \left( \frac{1}{\sin \left( \frac{\pi}{2} \cdot \frac{2r}{a} \cdot \frac{a}{2l} \right)} \right)$$

$$F\left(\frac{2l}{a}, \frac{a}{2r}\right) = \frac{1}{\pi} \cdot \frac{1}{m} \left[ -1 + \coth\left(\frac{m\pi a}{l}\right) \right] \cdot \left[ \cos\left(m\pi \frac{2r}{a} \cdot \frac{a}{2l}\right) - \cos(mx) \right]$$

$$G\left(\frac{2l}{a}, \frac{a}{H}, \frac{K_1}{K_2}\right) = \frac{e^{\frac{2m\pi a}{2l}}}{\operatorname{sh} \frac{2m\pi a}{2l}} \cdot \frac{1}{\frac{K_1}{K_2} \coth 2m\pi \left(\frac{H}{a} \cdot \frac{a}{2l} - \frac{a}{2l}\right) + \coth \frac{2m\pi a}{2l}}$$

Introducându-le în ecuația (97) și simplificând cei doi termeni ai ecuației cu „ $a$ ”, regrupând valorile se obține ecuația:

$$\frac{h}{a} \left( \frac{K_1}{q} - 1 \right) = \frac{2l}{a} \left\{ E\left(\frac{2l}{a}, \frac{a}{2r}\right) + \sum F\left(\frac{2l}{a}, \frac{a}{2r}\right) - \sum \left[ F\left(\frac{2l}{a}, \frac{a}{2r}\right) G\left(\frac{2l}{a}, \frac{a}{H}, \frac{K_1}{K_2}\right) \right] \right\} \quad (98)$$

Aceasta reprezintă seria convergentă pentru însumările  $m = 1, 2, 3 \dots$ . Relația (98) este denumită ecuația generală pentru calculul distanței dintre drenuri în regim permanent pentru două straturi de sol. Această ecuație se poate scrie pentru cele 5 cazuri speciale, corespunzătoare celor 5 categorii de valori ale parametrelor.

1)  $H \rightarrow \infty$ ,  $a$  = valoare finită

$$\Rightarrow \frac{a}{H=0} \rightarrow \coth \frac{m\pi(H-a)}{l} = 1$$

$$\frac{h}{a} \left( \frac{K_1}{q} - 1 \right) = \frac{2l}{a} \left\{ E\left(\frac{2l}{a}, \frac{a}{2r}\right) + \sum F\left(\frac{2l}{a}, \frac{a}{2r}\right) \left[ 1 - \frac{e^{\frac{2m\pi a}{2l}}}{\left(\frac{K_1}{K_2}\right) \operatorname{sh}\left(\frac{2m\pi a}{2l}\right) \coth\left(\frac{2m\pi a}{2l}\right)} \right] \right\}$$

2)  $a \rightarrow \infty$ ,  $H > a$ ,  $-1 + \coth\left(\frac{m\pi a}{l}\right) \rightarrow 0$ , ecua-

ția devine:

$$\frac{h}{a} \left( \frac{K_1}{q} - 1 \right) = \frac{2l}{a} E\left(\frac{2l}{a}, \frac{a}{2r}\right)$$

3)  $K_2 = 0$ ,  $K_1$  – valoare finită  $\Rightarrow$  un singur strat

$$\Rightarrow G\left(\frac{2l}{a}, \frac{a}{H}, \frac{K_1}{K_2}\right) = 0, \text{ ecuația devine:}$$

$$\frac{h}{a} \left( \frac{K_1}{q} - 1 \right) = \frac{2l}{a} \left[ E\left(\frac{2l}{a}, \frac{a}{2r}\right) + \sum F\left(\frac{2l}{a}, \frac{a}{2r}\right) \right]$$

4)  $K_1 = K_2 \Rightarrow$  un singur strat, dar stratul impermeabil este la distanța ( $H$ ) sub drenuri, nu la distanța ( $a$ ), ca în cazul precedent.

$$a = H \Rightarrow G\left(\frac{2l}{a}, \frac{a}{H}, \frac{K_1}{K_2}\right) = 0 \text{ ecuația devine:}$$

$$\frac{h}{H} \left( \frac{K_1}{q} - 1 \right) = \frac{2l}{H} \left[ E\left(\frac{2l}{H}, \frac{H}{2r}\right) + \sum F\left(\frac{2l}{H}, \frac{H}{2r}\right) \right]$$

5)  $K_2 \rightarrow \infty$ ,  $K_1$  = număr finit  $\Rightarrow \frac{K_1}{K_2} = 0$  ecuația

devine:

$$\frac{h}{a} \left( \frac{K_1}{q} - 1 \right) = \frac{2l}{a} \left[ E\left(\frac{2l}{a}, \frac{a}{2r}\right) - \sum F\left(\frac{2l}{a}, \frac{a}{2r}\right) \operatorname{th} \frac{2m\pi a}{2l} \right]$$

Acestea sunt ecuațiile pentru calculul distanței dintre drenuri în regim permanent, în cazul a două strate de sol. Partea stângă a tuturor acestor ecuații este aceeași, conținând parametrii  $\frac{h}{a}$  și  $\frac{K_1}{K_2}$  cunoscuți de

către proiectanți ( $a$ ,  $K$ ,  $q$ ) prin măsurători, respectiv determinări, iar  $h$  indicat de normele agrotehnice.

Prin urmare, dacă partea dreaptă a acestor ecuații poate fi calculată pentru o serie de valori ale parametrelor:  $\frac{a}{h}$ ,  $\frac{K_1}{K_2}$ ,  $\frac{a}{2r}$  și  $\frac{2l}{a}$ , atunci pot fi construite no-

mograme de calcula distanței dintre drenuri.

La elaborarea acestor nomograme, autorii au utilizat următoarea identitate:

$$\ln \left[ \frac{1}{\sin \frac{\pi r}{2l}} \right] = \ln \frac{2l}{\pi r} \text{ când } l \gg r.$$

**Metoda Glover – Dumm.** Glover și Dumm au determinat ecuația pentru funcționarea în regim nepermanent a drenurilor (fig. 10.35). Această ecuație se pretează cel mai bine pentru calculul distanței dintre drenuri, în condiții de irigație – drenaj<sup>1</sup>, situație întâlnită în ameliorarea terenurilor sărăturate.

De asemenea, se poate calcula timpul necesar pentru a se realiza norma de drenaj impusă de adâncimea critică de nesalinizare.

Dumm a plecat de la ecuația de continuitate:

$$\frac{\partial^2 y}{\partial^2 x} = \frac{\eta_e \partial^2 x}{KD_0 \partial t} \quad (99)$$

<sup>1</sup> În anul 1987 Dumm publică metoda folosită de „U.S. Bureau of Reclamation” pentru calculul distanței dintre drenuri în condiții de reîncărcarea straturilor prin irigații. Se redă, ca exemplu, la sfârșitul acestui capitol, metoda de lucru, cu o scurtă prezentare teoretică.

în care:

$x$  și  $y$  sunt coordonatele unui punct al curbei de depresie la un moment dat;

$\eta_e$  – porozitatea eficace;

$K$  – permeabilitatea (m/zi);

$D_0 = D + \frac{hi}{2}$  – grosimea medie a stratului acvifer în care are loc curgerea spre dren (m), unde:

$h_i$  este înălțimea inițială a nivelului freatic deasupra planului drenurilor la distanța  $x = \frac{L}{2}$  (m);

$h$  – înălțimea nivelului freatic deasupra planului drenurilor la distanța  $x = \frac{L}{2}$  după timpul de coborâre  $t$  (m);

$L$  – distanța dintre liniile de drenuri (m);

$D$  – grosimea stratului acvifer sub planul drenurilor (m).

$L$  – distanța dintre liniile de drenuri (m);

$D$  – grosimea stratului acvifer sub planul drenurilor (m).

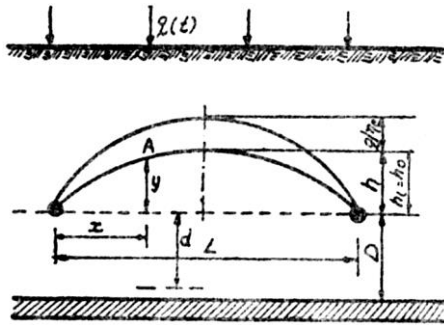


Fig. 10.35. Ecuatia Glover-Dumm. Schematizarea curgerii în regim nepermanent.

Condițiile limită sunt:

$y = 0$  când  $x = 0$ ,

$y = 0$  când  $x = L$ ,

$y = h_0$  când  $t = 0$  și  $x = \frac{L}{2}$

Notăm:

$$\alpha = \frac{K \cdot D_0}{\eta_e}$$

O soluție a ecuației (99) este:

$$y = h_i \frac{4}{\pi} \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{n} e^{-\frac{\alpha n^2 \pi^2 t}{L^2}} \cdot \sin \frac{n\pi}{L} x \quad (100)$$

Formula (100) se poate simplifica, în vederea obținerii unei relații practice, dacă se face următoarea estimare: cel mai dificil sunt de drenat punctele aflate

la  $x = \frac{L}{2}$ .

După un interval de timp, nivelul apei la mijlocul distanței dintre drenuri scade și, deci, factorul  $\Sigma$  al ecuației (100) se micșorează. Pentru valori mari ale coborârii nivelului freatic la  $x = \frac{L}{2}$ , termenii sumei, cu

excepția primului, pot fi neglijăți, deoarece au valori foarte mici. Ecuația (100) devine:

$$h = h_i \frac{4}{\pi} \cdot e^{-\frac{\alpha \pi^2 t}{L^2}}$$

care pentru  $n = 1$  este:

$$h = h_i \frac{4}{\pi} \cdot e^{-\frac{\alpha \pi^2 t}{L^2}}$$

Logaritmand se obține:

$$L^2 = -\frac{\alpha \cdot \pi^2 \cdot t}{\ln \frac{4}{\pi} \frac{h_i}{h}}$$

Înlocuind valoarea lui  $\alpha$  se obține:

$$L^2 = \frac{\pi^2 \cdot K \cdot D_0 \cdot t}{\eta_e \ln \frac{4}{\pi} \frac{h_i}{h}}$$

sau

$$L = \pi \left( \frac{K \cdot D_0 \cdot t}{\eta_e} \right)^{\frac{1}{2}} \left( \ln \frac{4}{\pi} \frac{h_i}{h} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (101)$$

Ecuația Glover–Dumm.

Metode experimentale de stabilire a adâncimii și distanței dintre drenuri (Saint-Venant, Delacroix etc). Ceea ce interesează în mod special este alura pe care o ia suprafața liberă a pânzei de apă freatică în cazul ploilor dese (irigații), când nivelul hidrostatic depășește drenajul și riscă să asfixieze rădăcinile plantelor.

Fenomenul poate fi studiat experimental, punând ipoteze simplificatoare. Inginerul Delacroix (1858, Boulogne) studiază forma suprafeței libere a pânzei de apă freatică folosind piezometre amplasate între drenuri (fig. 10.36).

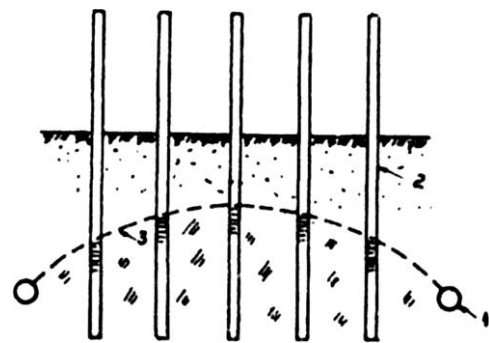


Fig. 10.36. Efectul drenurilor asupra nivelului freatic: 1 – dren; 2 – tuburi – sonde; 3 – curba de depresie.

Se poate dovedi că:

a) forma curbei de depresie variază în funcție de natura terenului (cu cât terenul este mai impermeabil, curba de depresie este mai convexă) (fig. 10.37);

b) Curba de depresie depinde de adâncimea și distanța între drenuri (fig. 10.38);

c) curba de depresie este în funcție de intensita-

tea și modul de alimentare. Când  $q$  (debitul de evacuare) este mare, curba este ridicată și invers.



Fig. 10.37. Curbe de depresie: 1 - pentru teren cu permeabilitate redusă; 2 - pentru teren cu permeabilitate mare.

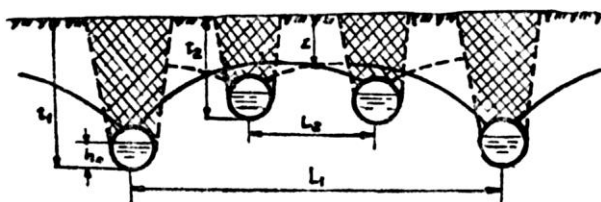


Fig. 10.38. Raportul dintre norma de desecare ( $z$ ), adâncimea de amplasare ( $t$ ) și distanța dintre drenuri ( $L$ ).

Deoarece norma de drenaj ( $z$ ) se măsoară la mijlocul distanței dintre drenuri rezultă că adâncimea ( $t$ ) la care va trebui amplasat drenul, în raport cu norma de desecare cerută  $z$  (fig. 10.39.), se va afla cu relația:

$$t = z + H + a + h_{\text{tasare}} = \frac{z + 0,5L \operatorname{tg} \alpha + a}{1 - \beta} \quad (102)$$

în care:

$H$  este înălțimea punctului cel mai înalt  $A$  al curbei de depresie, măsurat față de  $B$ ;  $H = \frac{L}{2} \operatorname{tg} \alpha$  (valoarea  $\operatorname{tg} \alpha$  variază de la 0,005 pentru soluri nisipoase până la 0,12 la argile grele);

$a$  - înălțimea de presiune minimă (egală cu 3-4 cm pentru soluri ușoare și 10-12 cm pentru soluri grele);

$h_{\text{tasare}} = \beta H$  (valoarea  $\beta$  variază de la 0,05 pentru soluri nisipoase până la 0,25 pentru turbă de șes).

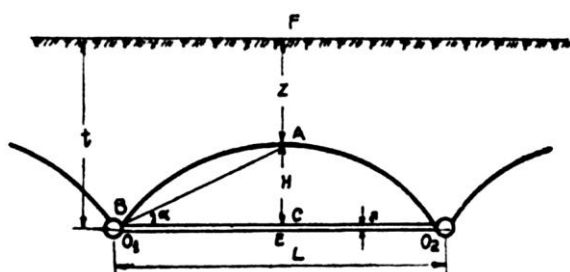


Fig. 10.39. Adâncimea de amplasare a drenului în raport cu norma de desecare.

Curba de depresie oscilează între limitele  $O_1AO_2$  și  $O_1CO_2$ , la care poate ajunge în mod excepțional când precipitațiile lipsesc total și evaporatia este maximă.

La stabilirea definitivă a adâncimii ( $t$ ) și a distanței ( $L$ ) mai trebuie avut în vedere: viteza de coborâre

a nivelului apei freatice, asigurarea împotriva deteriorării prin îngheț a tuburilor de drenaj ( $t_{\text{minim}} = 0,90-1,35$  m), economia de materiale și lucrări terasiere.

Saint-Venant a demonstrat că distanța  $L$  dintre două linii de drenuri paralele și vecine este în funcție de: adâncimea ( $t$ ), panta suprafeței terenului  $\operatorname{tg} \alpha$ , panta apelor freatice de evacuat  $\operatorname{tg} \beta$ , panta drenului  $\operatorname{tg} \gamma$ , sarcina inițială ( $h$ ) și norma de desecare ( $z$ ).

$$L = 2(t - z - h_1) \frac{\sqrt{\operatorname{tg}^2 \beta - \operatorname{tg}^2 \gamma}}{\operatorname{tg}^2 \beta - \operatorname{tg}^2 \alpha} \quad (103)$$

În cazul unor amenajări importante se impun studii pe teren, ca, de exemplu, amplasarea unor puțuri de control de-a lungul unui canal de desecare (fig. 10.40, Hervé-Mangon).

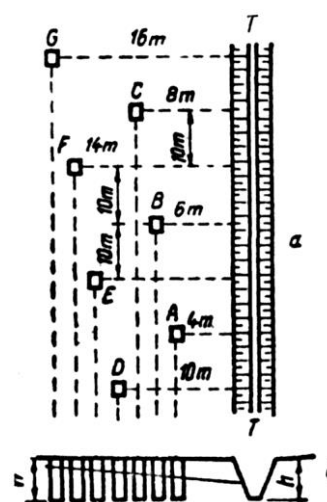


Fig. 10.40. Amplasarea profilelor (forajelor) pentru determinarea experimentală a distanței dintre drenuri: a - plan; b - secțiune.

Distanța dintre drenuri va fi egală cu dublul distanței dintre canal și ultimul puț influențat de acesta.

În cazul că timpul nu permite efectuarea unor astfel de cercetări sau că este vorba numai de întocmirea unui studiu orientativ, pot fi folosite, pe lângă metodele teoretice, și datele stabilite de stațiunile experimentale, în anumite condiții, ca în tabelul 10.4 (după Faure).

Tabelul 10.4. Distanța dintre liniile de (drenuri pentru terenuri în pantă

Natura terenului (stabilită prin sondaje: 1 la 5 ha)	Distanța dintre drenuri (m)
Terenuri argiloase foarte compacte	12
Terenuri argiloase compacte	12-14
Terenuri argilo-lutoase	14-16
Terenuri argilo-nisipoase	16-20
Terenuri nisipoase cu puțină argilă	20-24
Terenuri nisipoase	25-30

Pentru terenuri cu o pantă superioară aceleia de 3‰, pentru care este deci indicat drenajul transversal, distanțele de mai sus se măresc cu 20%.

Determinarea distanței dintre drenuri, pe baza analizei de sedimentare a particulelor fine, se face cu ajutorul unor tabele practice sau servindu-se de graficul dat în figura 10.41 (după O. Fauser).

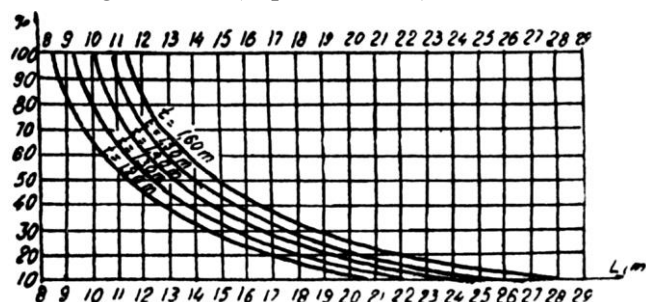


Fig. 10.41. Distanța dintre liniile de drenuri absorbante ( $L$ ), la diferite adâncimi ( $t$ ) și la diferite procente de părți decantabile.

#### 10.4.1.2. Tehnica proiectării rețelei de drenaj orizontal

La amplasarea rețelei de drenaj trebuie avută în vedere îndeplinirea cerințelor tehnice, adică scurgerea rapidă a apei, fără cauzarea de remuuri, precum și a celor de ordin economic, adică minimum de cheltuieli de investiții și exploatare.

Adaptarea schemelor de drenaj la condițiile naturale ale terenului, în special din punctul de vedere al reliefului (fig. 10.42.), asigură corecta funcționare a drenajului; dimpotrivă, sistematizarea forțată va provoca multe neajunsuri în exploatare.

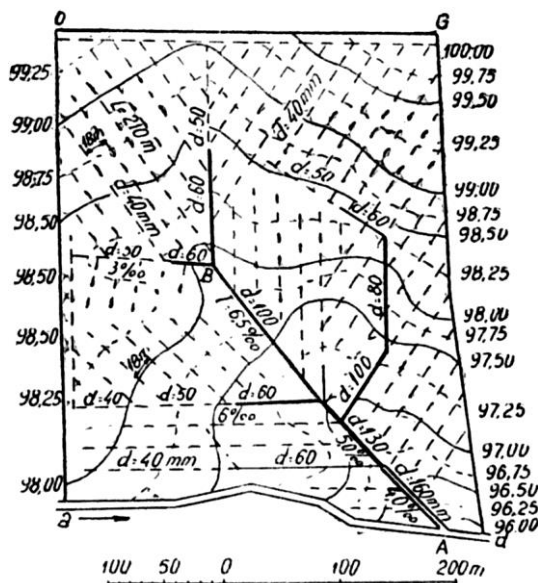


Fig. 10.42. Trasarea rețelei de drenaj în funcție de relieful terenului:  $d$  – diametrul drenului;  $l$  – lungimea drenului; 4‰ – panta drenului.

Elementele de regularizare se amplasează pe plan de regulă în formă de șiruri paralele, în general la distanțe egale, sub următoarele forme:

– longitudinală, drenurile absorbante fiind situate pe linia de cea mai mare pantă ( $I_t < 4‰$ ), iar colectorii pe direcția curbelor de nivel (fig. 10.43);

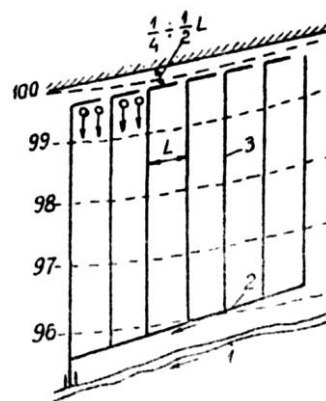


Fig. 10.43. Drenaj longitudinal: 1 – recipient; 2 – dren colector; 3 – dren absorbant;  $L$  – distanța dintre drenuri; 96...100 – cote.

– transversală, drenurile absorbante fiind situate paralel cu curbele de nivel, iar colectorii pe linia de cea mai mare pantă (fig. 10.44); aplicarea acestei metode se recomandă în cazul terenurilor cu pante mai mari de 10‰;

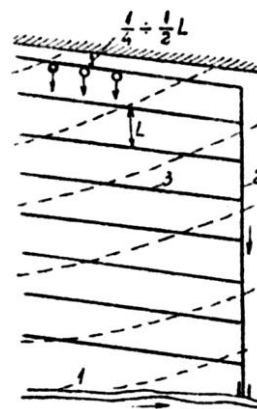


Fig. 10.44. Drenaj transversal: 1 – recipient; 2 – dren colector; 3 – dren absorbant;  $L$  – distanța dintre drenuri.

– intermediară, când cele două metode se folosesc în cadrul aceleiași suprafețe, pe diferite unități, în raport cu panta terenului.

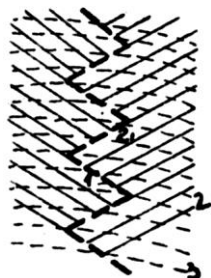
În cazuri speciale (de exemplu, când panta colectorului ar fi prea mare și ar conduce la  $V_s > 1$  m/s) se folosește și drenajul în zig-zag (fig. 10.45).

Dintre acestea, amplasarea transversală este cel mai frecvent utilizată, deoarece curenții apelor subterane sunt mai bine captați și astfel este posibilă mărirea distanțelor dintre șirul de drenuri absorbante.

Uneori rețeaua de colectare-evacuare poate lipsi, elementele de regularizare evacuând excesul de apă

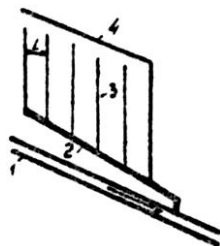
direct în rețeaua de evacuare, formată, de regulă numai din canalul deschis.

Drenurile absorbante de regularizare pot evacua apa direct în rețeaua de evacuare sau prin intermediul unui dren. În primul caz sistemul de drenaj este denumit „sistem singular”, iar în al doilea caz „sistem complex”.



**Fig. 10.45.** Drenaj în zig-zag: 1 – dren colector; 2 – dren absorbant; 3 – curbe de nivel.

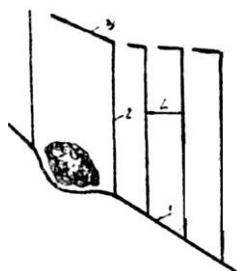
*Condiții – indicații de trasare a liniilor de drenuri.* Liniile de drenuri se așază la o distanță de marginea terenului desecabil egală cu jumătatea distanței dintre două drenuri succesive. În cazul când este o mare afluență de apă freatică dinspre terenul învecinat, se construiește un dren de centură (fig. 10.46). Acest dren se așază la o adâncime mai mare decât șirurile de drenuri obișnuite.



**Fig. 10.46.** Dren de centură-colector al apelor scurse din terenurile vecine: 1 – recipient; 2 – dren colector; 3 – dren absorbant; 4 – dren de centură.

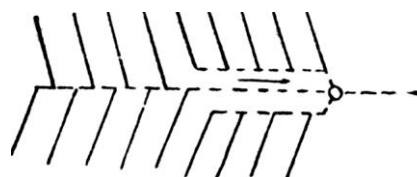
Pentru evitarea remuului la sistemele de drenaj, racordarea drenurilor absorbante cu colectoarele se face sub un unghi obtuz (de obicei,  $120^\circ$ ), în direcția scurgerii, evitându-se descărcările față în față.

De câte ori pe traseul drenului se întâlnește un obstacol greu de înlăturat, acesta se ocolește (fig. 10.47).



**Fig. 10.47.** Drenul colector ocolește obstacolul: 1 – dren colector; 2 – dren absorbant din tuburi de argilă; 3 – dren de centură.

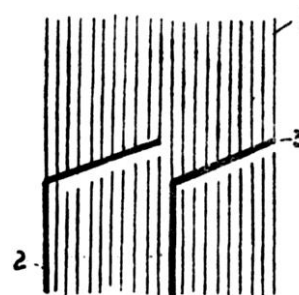
Când s-a ajuns ca un colector să aibă diametrul de 0,25 m, acesta este dus înainte spre gura de evacuare, fără a i se mai adăuga afluenți de drenuri absorbante (fig. 10.48).



**Fig. 10.48.** Drenuri colectoare paralele.

Un dren absorbant de lungime  $L$  drenează o suprafață  $S = L \cdot D$ .

Dacă terenul se prezintă astfel încât necesită șiruri de drenuri absorbante cu lungimi mai mari de 150-200 m și implică schimbarea secțiunii, aceste șiruri pot fi întrerupte în punctul în care ajung la limita de 150 m, prin câte un colector intermediar (fig. 10.49).



**Fig. 10.49.** Întreruperea liniilor de drenuri absorbante prin câte un colector intermediar: 1 – dren absorbant; 2 – dren colector; 3 – colector intermediar.

## 10.4.2. DRENAJE VERTICALE ȘI RADIALE

Dacă nivelul pânzei freatice se ridică aproape de suprafața terenului sau deasupra acesteia, împiedicând diferitele folosințe ale sale, apare necesitatea drenării terenului, prin coborârea nivelului apei freatice cu mijloace tehnice. În cazul când apele freatice, care trebuie evacuate, se găsesc într-un strat acvifer gros, alimentat din subsol, sau când sub stratul acvifer se află un altul impermeabil, așezat și el la o mică adâncime față de nivelul terenului, iar sub acesta se găsește un strat permeabil, format din pietriș sau nisip, se recurge la desecarea prin drenuri verticale. Prima metodă de evacuare a apei poartă numele de drenaj prin puțuri de pompare, iar a doua, drenaj prin puțuri absorbante.

### 10.4.2.1. Drenajul prin puțuri de pompare. Noțiuni hidraulice și calcul de proiectare

Atunci când stratul acvifer este destul de gros, fără a avea intercalat un strat impermeabil, și când unitatea drenabilă prezintă depresiuni greu de drenat



prin canale deschise sau drenuri orizontale, se poate recurge la drenarea prin puțuri verticale (fig. 10.50) perfecte sau imperfecte, cu amplasarea uniformă pe întreaga suprafață (ca o tablă de șah) sau în 1-2 linii (perdea filtrantă perpendiculară pe direcția curentului subteran).

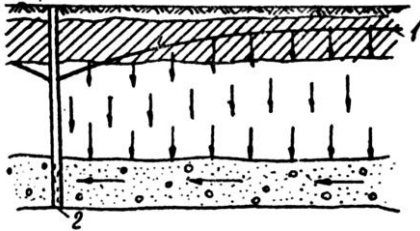


Fig. 10.50. Schema scurgerii apei spre puț în cazul existenței unui strat acvifer: 1 – curba de depresie a apelor freatice; 2 – filtru.

Primul sistem, „pe întreaga suprafață  $\Omega$ ”, se aplică unităților drenabile așezate în depresiuni, unde stratul de apă freatică este lipsit de scurgere. În acest caz, funcționarea puțurilor este independentă, fiecare putând fi pus în funcțiune când este cazul. Numărul lor este dat de relația:  $N = \frac{\Omega}{\pi R^2}$ , în care  $R$  este raza de influență a puțului.

Al doilea sistem, „în linie”, se aplică îndeosebi pe terenurile cu pânza de apă freatică în mișcare spre zona joasă a unității. În acest caz, funcționarea puțurilor este simultană, iar numărul lor se află cu relația  $N = \frac{L}{2 \cdot R^2}$ , în care  $L$  este lungimea liniei de afluență a apelor freatice.

#### Puț perfect într-un strat acvifer sub presiune.

Se consideră un puț perfect, izolat, în condițiile: mediu permeabil, omogen, izotrop, de grosime constantă, rezemând pe un pat impermeabil orizontal.

Debitul, în funcție de caracteristicile stratului acvifer, poate fi stabilit pe mai multe căi, dintre care: metoda hidraulică, bazată pe ipoteza lui Dupuit, și metoda hidrodinamică, bazată pe mișcările potențiale plane.

**Metoda hidraulică.** Se scrie ecuația de continuitate considerând o secțiune vie cilindrică la distanța ( $r$ ) de axa verticală a puțului (fig. 10.51).

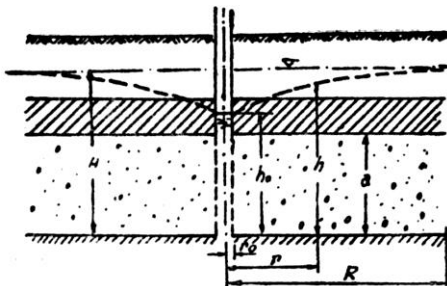


Fig. 10.51. Puț perfect într-un strat acvifer sub presiune.

$$Q = \omega \cdot v \quad (104)$$

sau

$$Q = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot a \cdot K \frac{dh}{dr}$$

Separând variabilele se obține:

$$Q \frac{dr}{r} = 2 \cdot \pi \cdot a \cdot K \cdot dh$$

Integrând ecuația și înlocuind valorile limită pentru  $r$  și  $h$ , rezultă:

$$Q \cdot \ln r = 2 \cdot \pi \cdot a \cdot K \cdot h + C$$

de unde:

$$Q = 2 \cdot \pi \cdot a \cdot K \cdot \frac{H - h_0}{\ln \frac{R}{r_0}} \quad (105)$$

în care:

$R$  este raza de alimentare (influență) a puțului;

$H$  – înălțimea nivelului hidrostatic în raport cu patul impermeabil;

$a$  – grosimea stratului acvifer;

$H - h_0$  – denivelarea din puț;

$r_0$  – raza puțului.

**Metoda hidrodinamică.** Potențialul complex al mișcării potențiale plane a apei subterane către dren este:

$$f(z) = -\frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot a} \ln z = \varphi + i\psi \quad (106)$$

în care:

$$\text{funcția de potențial } (\varphi) \text{ este: } \varphi = -\frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot a} \ln r$$

$$\text{funcția de curent } (\psi) \text{ este: } \psi = -\frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot a} \theta$$

Viteza aparentă de filtrație ( $v$ ) este:

$$v = K \cdot y = -K \frac{dh}{dr}$$

iar potențialul de viteză are următoarea formă:

$$\varphi = -K \cdot h + C$$

Se egalează cele două expresii ale potențialului și eliminând constanta  $C$  se obține:

$$\frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot a} \ln \frac{R}{r} = K(H - h)$$

care reprezintă ecuația curbei de depresie.

Pentru limitele  $r = r_0$  și  $h = h_0$  se obține:

$$Q = 2 \cdot \pi \cdot a \cdot K \frac{H - h_0}{\ln \frac{R}{r_0}} \quad (107)$$

#### Puț perfect într-un strat acvifer cu nivel liber.

În stabilirea ecuației curbei de depresie s-a folosit ipoteza simplificatoare propusă de Dupuit, conform căreia vitezele sunt repartizate uniform pe verticală. Această ipoteză este aplicabilă în cazul unor înclinări mici ale

suprafeței libere față de orizontală (fig. 10.52).

Debitul rezultă din ecuația de continuitate:

$$Q = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot h \cdot v = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot a \cdot K \frac{dh}{dr}$$

Separând variabilele și integrând de la  $r_0$  la  $r$  și de la  $h_0$  la  $h$ , se obține ecuația curbei de depresie:

$$h^2 - h_0^2 = \frac{Q}{\pi \cdot K} \ln \frac{r}{r_0}$$

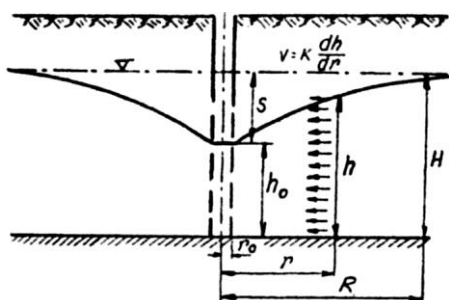


Fig. 10.52. Puț perfect într-un strat de apă subterană cu nivel liber.

Pentru valorile limită ale lui  $h$  și  $r$  rezultă expresia debitului:

$$Q = \frac{\pi \cdot K (H^2 - h_0^2)}{\ln \frac{R}{r_0}} \quad (108)$$

Din această ecuație se vede că debitul variază direct proporțional cu coeficientul de permeabilitate, cu grosimea stratului de apă și cu denivelarea realizată.

Debitul maxim ce se poate pompa din puțul de drenaj, în regim permanent, se realizează la adâncimea critică (fig. 10.53), situație corespunzătoare cazului când tangenta este verticală la suprafața liberă și coincide cu peretele puțului. Valoarea adâncimii critice este:

$$h_{cr} = -r_0 + \sqrt{r_0^2 + \frac{2 \cdot Q}{\pi^2 K}} \quad (109)$$

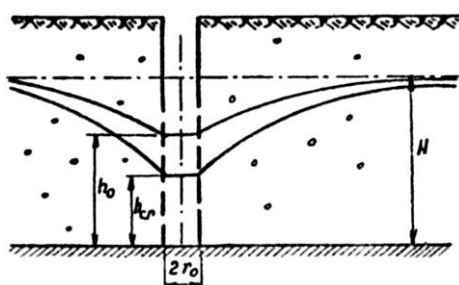


Fig. 10.53. Adâncime critică.

Pentru determinarea debitului unui puț, în afară de mărimile  $H$ ,  $h$ ,  $r_0$  și  $K$  mai trebuie cunoscută și raza de influență a puțului ( $R$ ). Ea se determină cel mai bine pe cale experimentală, ceea ce nu este totdeauna posibil. De aceea, raza de influență a puțului se apreciază, adesea, pe baza datelor practice, luând pentru nisipuri

mijlocii  $R = 250-300$  m, pentru nisipuri mari  $R = 700-1000$  m [11].

Pentru calculul razei de influență a puțului se pot utiliza formule empirice, ca de exemplu:

– formula lui Kusakin:

$$R = 575 \cdot s \cdot \sqrt{K \cdot H} \quad [\text{m}] \quad (110)$$

– formula lui Sichardt:

$$R = 3000 \cdot s \cdot \sqrt{K} \quad [\text{m}] \quad (111)$$

unde:

$s = H - h_0$  reprezintă denivelarea (m);

$K$  = coeficient de permeabilitate (m/s).

Unul din criteriile pe baza cărora se face dimensionarea puțurilor este stabilitatea mecanică a stratului acvifer în vecinătatea puțului fig. 10.54, unde sunt cele mai mari valori ale vitezei de filtrație [14].

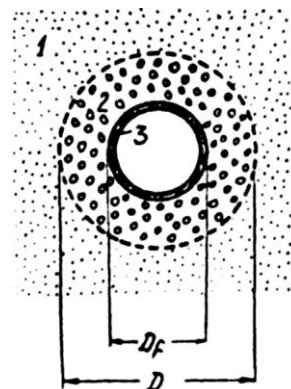


Fig. 10.54. Secțiune orizontală prin zona filtrantă a unui puț:  
1 – stratul acvifer; 2 – pietriș filtrant; 3 – coloana filtrantă;  
 $D_f$  – diametrul drenului;  $D$  – diametrul filtrului.

Debitul maxim al unui puț este:

$$Q_{\max} = \pi \cdot D \cdot a \cdot v_a \quad (\text{m}^3/\text{s}) \quad (112)$$

în care:

$D$  este diametrul exterior al puțului (m);

$a$  – lungimea efectivă a filtrului (m);

$v_a$  – viteza admisibilă la peretele exterior al puțului (m/s).

Viteza admisibilă la peretele exterior al puțului se poate calcula cu formula empirică a lui Sichardt:

$v_a = \frac{\sqrt{K}}{15}$ , unde  $K$  este coeficientul de permeabilitate al stratului acvifer.

Valorile obținute cu formula Sichardt sunt prea mari, fapt pentru care li se aplică o reducere de 2-4 ori, rezultând o relație de forma:

$$v_a = \frac{\sqrt{K}}{30} \dots v_a = \frac{\sqrt{K}}{60} \quad (113)$$

În această relație  $v_a$  și  $K$  se introduc în m/s. Truelsen recomandă o formulă asemănătoare cu relația (112):

$$Q_{\max} = \pi \cdot D \cdot a \cdot \frac{d_{10}}{280} \quad (\text{m}^3/\text{s}) \quad (114)$$

în care:

$d_{10}$  este diametrul efectiv al stratului acvifer (mm);

$\frac{d_{10}}{280}$  – are semnificația unei viteze admisibile.

La puțurile cu nivel liber [14] apare înălțimea de izvorâre, care creează o diferență între forma reală a suprafeței de depresie și cea teoretică (fig. 10.55).

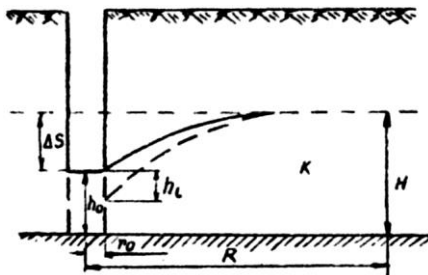


Fig. 10.55. Puț perfect cu nivel liber – înălțime de izvorâre.

Pentru calculul înălțimii de izvorâre se recomandă formula lui Ciornîi – Sestakov:

$$h_i = \frac{\frac{Q}{K_0}}{2h_0 - h_i} \left( 0,73 \log \frac{\sqrt{\frac{Q}{K_0}}}{r_0} - 0,51 \right) \quad (115)$$

Înălțimea de izvorâre crește odată cu descreșterea nivelului apei din puț luând valoarea maximă la  $h_0 = 0$ .

**Puț imperfect într-un strat acvifer sub presiune.** Alimentarea puțului imperfect se face atât prin pereții laterali, cit și prin partea de jos a puțului [11].

Pentru stratul acvifer sub presiune (fig. 10.56), debitul se calculează cu relația dedusă de Kozeny:

$$Q = \frac{2 \cdot \pi \cdot K a_1 s}{\ln \frac{R}{r_0}} \left[ 1 + 5 \sqrt{\frac{r_0}{a_1}} \cos \frac{\pi \cdot a_1}{2 \cdot a} \right] \quad (116)$$

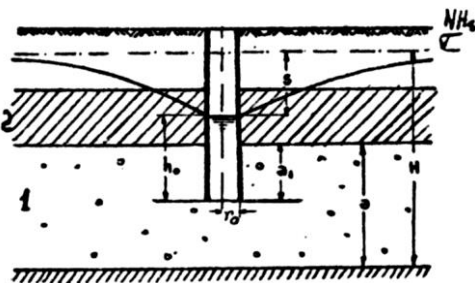


Fig. 10.56. Puț imperfect sub presiune:  $NH_s$  – nivel hidrostatic; 1 – strat acvifer; 2 – strat impermeabil.

**Puț imperfect într-un strat acvifer cu nivel liber.** Dacă grosimea stratului acvifer nu este prea mare, astfel încât alimentarea puțului să se facă din tot stratul acvifer, debitul se calculează după formula empirică stabilită pe baza studiilor făcute de Forchheimer:

$$Q = \frac{\pi K (H^2 - T^2)}{\ln \frac{R}{r}} \sqrt{\frac{h_0 + 0,5r_0}{T}} \sqrt{\frac{2T - h_0}{T}} \quad (117)$$

când  $H_a > H$  (fig. 10.57).

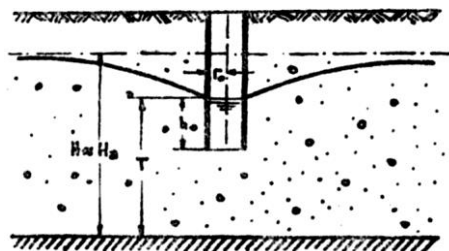


Fig. 10.57. Puț imperfect, în strat acvifer cu nivel liber ( $H_a > H$ ).

Pentru cazul când  $H_a < H$  (fig. 10.58) se folosește aceeași formulă în care  $H$  se înlocuiește cu  $H_a$ , iar  $T$  cu  $T'$ .

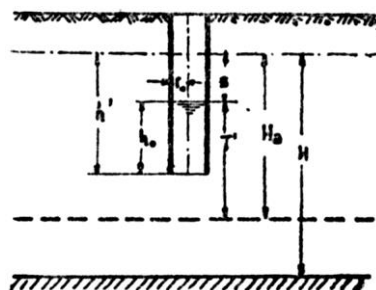


Fig. 10.58. Puț imperfect în strat acvifer cu nivel liber ( $H_a < H$ ).

În tabelul 10.5 se dau valorile zonei adâncimii active ( $H_a$ ), în funcție de ( $h'$ ), adâncimea fundului puțului față de nivelul hidrostatic al apei.

Tabelul 10.5. Valorile adâncimii active ( $H_a$ )

$\frac{s}{h'}$	0,2	0,3	0,5	0,8	1,0
$\frac{H_a}{h'}$	1,30	1,60	1,70	1,85	2,0

**Grup de puțuri.** Calculul unui grup de puțuri (fig. 10.59) este mult mai complicat decât cel al unui puț izolat. Aceasta se datorește faptului că funcționarea unui puț exercită o anumită influență asupra celorlalte puțuri.

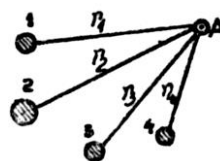


Fig. 10.59. Grup de puțuri: 1 ... 4 – puțuri; A – reper pentru calcul;  $r$  – distanța de la A la puțuri.

Pentru rezolvarea acestei probleme se aplică metoda compunerii potențialelor, putându-se demon-

stra că ecuația curbei de depresie este:

$$z^2 = f_1(x, y) + f_2(x, y) + \dots + f_n(x, y) + C \quad (118)$$

în care:

$z$  este adâncimea stratului de apă într-un punct dat pe suprafața de depresie;

$C$  – o constantă determinată de condițiile la limită ale fenomenului.

La funcționarea simultană a celor  $n$  puțuri, ecuația curbei de depresie va fi:

$$z^2 = \frac{Q_1}{\pi K} \ln \frac{r_1}{r_{01}} + \frac{Q_2}{\pi K} \ln \frac{r_2}{r_{02}} + \dots + \frac{Q_n}{\pi K} \ln \frac{r_n}{r_{0n}} + C \quad (119)$$

în care:

$r_1, r_2, \dots, r_n$  sunt distanțele pe orizontală din axa puțurilor respective până la punctul dat,

$r_{01}, r_{02}, \dots, r_{0n}$  sunt razele puțurilor.

Examinând cazul în care debitele puțurilor sunt egale și notând debitul total al grupului de puțuri cu  $Q_0 = n \cdot Q$ , ecuația (119) devine:

$$z^2 = \frac{Q_0}{\pi K n} [\ln(r_1 \cdot r_2 \cdot \dots \cdot r_n) - \ln(r_{01} \cdot r_{02} \cdot \dots \cdot r_{0n})] + C \quad (120)$$

Pentru determinarea constantei  $C$  se admite luarea în considerație a unui punct  $A$ , situat la mare distanță de grupul de puțuri. În acest caz, distanța dintre puțuri este mică în comparație cu distanțele  $r_1, r_2, \dots, r_n$  și se admite:  $r_1 = r_2 = \dots = r_n = r$ . Ecuația (120) devine:

$$z^2 = \frac{Q_0}{\pi K} \left[ \ln r - \frac{1}{n} \ln(r_{01} \cdot r_{02} \cdot \dots \cdot r_{0n}) \right] + C \quad (121)$$

În ecuația (121) se înlocuiește  $z$  cu  $H$  și  $r$  cu  $R$  ( $H$  fiind grosimea stratului acvifer și  $R$  raza de influență a grupului de puțuri). Se determină constanta  $C$ , care se introduce în ecuația (121), obținându-se:

$$H^2 - z^2 = \frac{Q_0}{\pi K} \left[ \ln R - \frac{1}{n} \ln(r_1 \cdot r_2 \cdot \dots \cdot r_n) \right] \quad (122)$$

Trecând la logaritmi zecimali se obține:

$$z^2 = H^2 - 0,73 \frac{Q_0}{K} \left[ \lg R - \frac{1}{n} \lg(r_1 \cdot r_2 \cdot \dots \cdot r_n) \right] \quad (123)$$

Ecuația (123) permite determinarea coordonatei  $z$  în orice punct al suprafeței de depresie și, în particular, la determinarea adâncimii apei în oricare puț, dacă se cunoaște debitul ( $Q_0$ ).

#### 10.4.2.2. Drenajul prin puțuri absorbante

În cazul când terenurile cu exces de umiditate prezintă, la o adâncime relativ mică, un strat impermeabil nu prea gros și sub acesta se găsește un strat permeabil cu capacitate mare de înmagazinare (format din nisip grosier, pietriș etc.), este indicat să se folosească

acest din urmă strat ca recipient pentru apele în exces, care urmează a fi evacuate.

Pentru colectarea și evacuarea apelor în exces, stratul impermeabil se străpunge din loc în loc prin puțuri numite *puțuri absorbante*, care sunt de două feluri:

1) *Puțuri absorbante care au rolul de a regla direct regimul apelor freatice*. Sistemul drenării prin puțuri absorbante, care reglează direct regimul apelor, este indicat pentru terenuri întinse și relativ plane, a căror pânză freatică, ridicată până aproape de suprafața solului, este sprijinită pe un strat impermeabil subțire, sub care se găsește un masiv permeabil, apt de a constitui un recipient pentru apele în exces.

Puțurile absorbante se dispun în șah. Se urmărește ca zona lor de influență să se intersecteze într-un punct  $a$ , situat la distanță egală de cele două puțuri, al cărui nivel să asigure realizarea normei de drenare ( $z$ ) impusă de cerințele agropedologice (fig. 10.60).

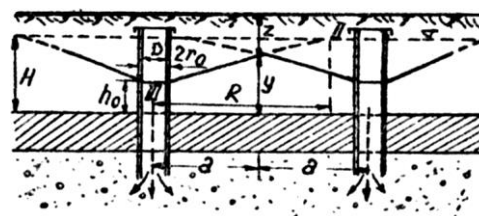


Fig. 10.60. Schema de amplasare și funcționare a puțurilor absorbante care reglează direct regimul apelor freatice.

Debitul ce se infiltrează se calculează după metoda Dupuit (1863):

$$Q = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot h \cdot K \frac{dh}{dr} \quad (124)$$

După separarea variabilelor și integrând pentru valorile limită ale lui  $r$  și  $h$  rezultă:

$$Q = \frac{\pi \cdot K (y^2 - h_0^2)}{\ln \frac{a}{r_0}} \quad (125)$$

2) *Puțuri absorbante care au rolul de a primi și evacua în stratul permeabil apele colectate și transportate de rețeaua obișnuită de drenaj*. Apa colectată de sistemul de drenaj orizontal poate fi evacuată într-un strat permeabil de adâncime, pe cale gravitațională, cu ajutorul unor puțuri absorbante (fig. 10.81). Capacitatea de înmagazinare a stratului permeabil și deci debitul de evacuare  $Q$  al puțului absorbant, care în condiții egale depinde și de tipul puțului, se poate afla cu relațiile:

– pentru puțul perfect cu pereții permeabili:

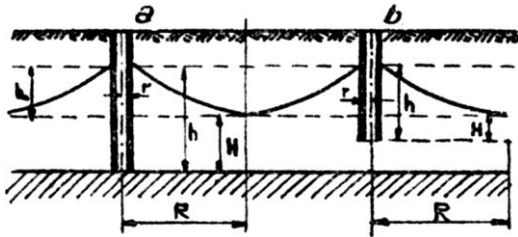
$$Q = \frac{\pi \cdot K (h^2 - H^2)}{\ln \frac{R}{r}} = \frac{\pi \cdot K \cdot h_0 (2H - h_0)}{\ln \frac{R}{r}} \quad (126)$$

– pentru puțul imperfect cu pereții permeabili:

$$Q = \frac{2 \cdot \pi \cdot K \cdot h \cdot (h - H)}{\ln \frac{R}{r}} = \frac{2 \cdot \pi \cdot K \cdot h \cdot h_0}{\ln \frac{R}{r_0}} \quad (127)$$

– pentru puțul imperfect cu pereții etanși:

$$Q = 2 \cdot \pi \cdot K \cdot r \cdot (h - H) \quad (128)$$



**Fig. 10.61.** Funcționarea puturilor absorbante:  
a – puț perfect; b – puț imperfect.

În cazul funcționării unui sistem de  $n$  puțuri absorbante, debitul este:

$$Q_T = \sum Q_n = \frac{\pi \cdot K (h^2 - H^2)}{\ln \sqrt{\frac{R_1 \cdot R_2 \cdot \dots \cdot R_n}{x_1 \cdot x_2 \cdot \dots \cdot x_n}}} \quad (129)$$

în care:

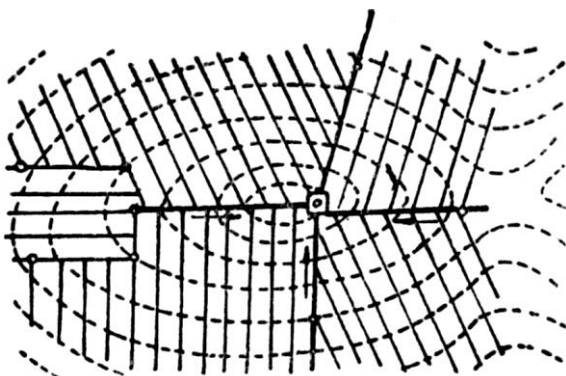
$x_1, x_2$  reprezintă distanța puțurilor de la un centru oarecare comun;

$R_1, R_2$  – razele de împrăștiere a apei;

$$R = C \sqrt{\frac{K \cdot T (h - H)}{\delta}}$$

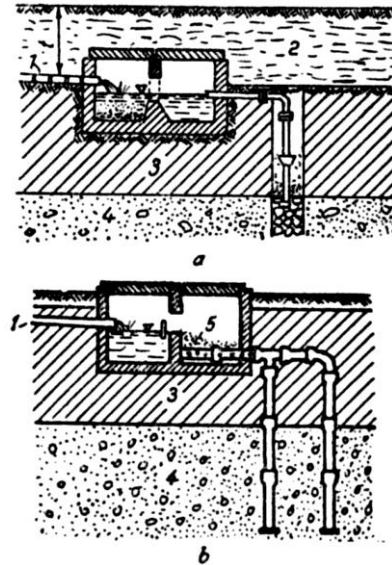
unde  $C$  este un coeficient egal cu 120-150,  $\delta$  – porozitatea gravitațională a terenului și  $T$  – durată de funcționare a puțului (ore).

În cazul unei depresiuni, în care toate drenurile colectoare au direcția de scurgere către punctul cel mai jos al acesteia, puțul absorbant care colectează apele întregului sistem de drenaj poate fi amplasat în acel punct (fig. 10.62).



**Fig. 10.62.** Rețea de drenaj cu puț absorbant.

Un puț absorbant pentru primirea și evacuarea în subsol a apelor provenite din drenaj se compune din bazinul de colectare, format din două camere, și din puțul absorbant propriu-zis (fig. 10.63).



**Fig. 10.63.** Sisteme de puțuri absorbante pentru colectarea și evacuarea apei în subsol: a – evacuarea printr-o conductă cu pereți etanși; b – evacuarea prin conducte cu orificii și captare printr-un filtru de nisip; l – colector; 2 – solul drenat; 3 – strat impermeabil; 4 – strat permeabil; 5 – filtru de nisip.

Suprafața ( $S_p$ ) pe care o poate deservi un puț absorbant se află cu relația:

$$S_p = \pi \cdot R^2 = \frac{\pi \cdot K (h^2 - H^2)}{q \ln \frac{R}{r}} \quad (130)$$

în care:  $q$  este cantitatea de apă ce urmează a fi evacuată în timp de 24 ore, repartizată ca un strat uniform pe întreaga suprafață (m/24 ore).

#### 10.4.2.3. Drenajul radial

Drenajul radial este o combinație a drenajului vertical și orizontal, cuprinzând puțul colector central și drenurile orizontale de captare.

Infiltrația apei se face prin drenurile de captare, care sunt asemănătoare filtrelor. Execuția drenurilor se face prin trei metode [17]: metoda Ranney, metoda Fehlmann și metoda Preussog.

Drenurile de captare sunt așezate orizontal (în ultima vreme se încearcă și așezarea oblică în plan vertical), având dimensiuni recomandabile până la 30-40 m.

Evacuarea apei din puțul colector se face cu ajutorul unor pompe cu ax vertical fixate pe un planșeu deasupra puțului.

Avantajele drenajului radial sunt: suprafețe mari de intrare a apei în drenuri, deci debite sporite; denivelările sunt mici, deci înălțimile de pompare mici; posibilitatea exploatării straturilor acvifere de grosimi mici; consecința suprafețelor mari de pătrunderea apei în drenuri o constituie vitezele de intrare mici, care duc la înlăturarea pericolului de înnisipare.

Cu toate aceste avantaje, drenajul radial prezintă numeroase dificultăți de execuție. De asemenea, costul unui dren radial echivalează cu câteva puțuri verticale de aceeași adâncime.

Drenajul radial se aplică în cazul straturilor acvifere de mică adâncime, dar cu întindere mare, în curenți subterani sub presiune sau cu nivel liber.

Până în prezent nu există o teorie exactă care să permită calculul debitului unui puț cu drenuri radiale forate în diverse condiții hidrogeologice. Debitul capabil al acestui sistem de drenaj depinde de:  $K_p$  – coeficientul permeabilității stratului acvifer,  $H$  – grosimea stratului de apă,  $s$  – denivelarea în colector produsă de pompare,  $v_a$  – viteza de filtrare admisibilă pentru a nu se antrena nisipurile.

La drenurile radiale (fig. 10.64) debitul se poate determina cu formula:

$$Q = 2\pi \left( L + \frac{D}{2} \right) (H - s) K_p v_a \quad (\text{m}^3/\text{s}) \quad (131)$$

Dacă drenul radial e considerat ca un dren scurt în strat acvifer infinit, debitul se poate calcula cu formula (Forchheimer):

$$q = \frac{2 \cdot \pi \cdot K \cdot a \cdot s}{\ln \frac{2R}{l}} \quad (132)$$

Însă din cauza influenței reciproce drenurile nu pot capta debitul calculat cu formula (132). În figura 10.65 se dă ca exemplu spectrul infiltrației, în cazul a patru drenuri radiale, dispuse la  $90^\circ$  [20].

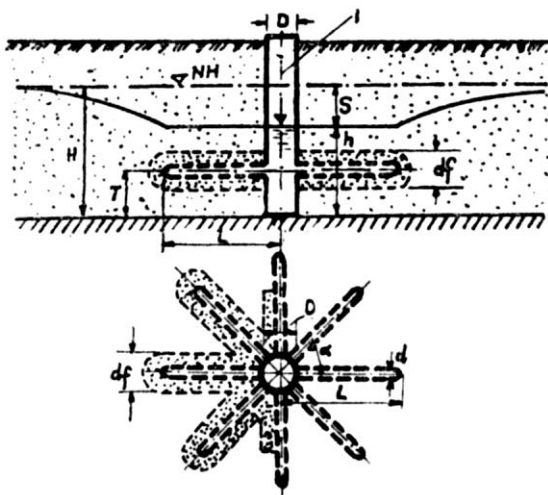


Fig. 10.64. Captare cu drenuri radiale: I – puț colector; d – diametrul drenurilor orizontale.

Pentru a se asigura captarea unui debit cât mai mare se recomandă instalarea acestor drenuri cât mai aproape de stratul impermeabil (fundul puțului) și limitarea numărului de drenuri radiale la 6-8:

$$\left( \alpha = \frac{\pi}{3} \dots \frac{\pi}{4} \right)$$

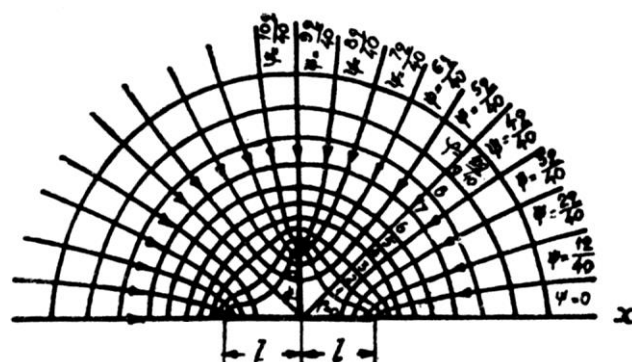


Fig. 10.65. Spectrul infiltrației în cazul drenurilor radiale dispuse la  $90^\circ$ : l – lungimea drenului;  $\psi$  – linii de curent;  $\phi$  – linii echipotențiale.

### 10.4.3. DRENAJE SPECIALE

#### 10.4.3.1. Drenaje de ventilare

Drenajul de ventilare, recomandat în special la solurile neaerate și reci (soluri grele), constă din amplasarea în sol a unor șiruri de drenuri (3) (tuburi de ceramică sau galerii tip cârțiță), la distanțe  $D = 2-4$  m și adâncimi  $t = 0,4-0,7$  m (fig. 10.66).

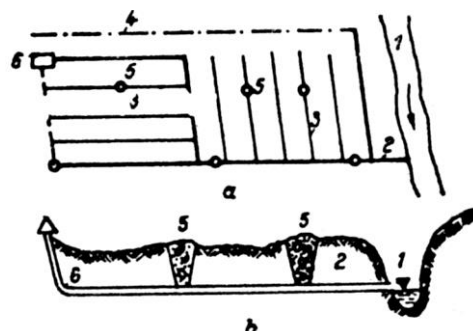


Fig. 10.66. Schema drenajului de ventilare.

La capătul amonte, drenul colector (2) este pus în legătură cu aerul atmosferic printr-un tub vertical de aerisire (6) care iese la suprafața terenului (figura 10.67).

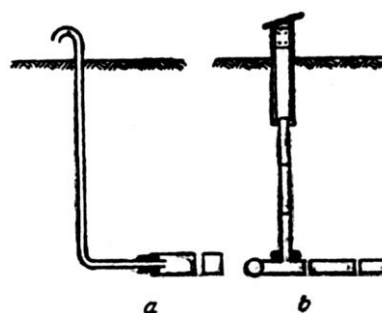


Fig. 10.67. Tub vertical de aerare: a – de capăt; b – pe traseul drenului colector.

Pentru intensificarea ventilației, șirurile de drenuri și drenul colector se mai prevăd și cu puțuri de

ventilație (5) sau filtre speciale din piatră spartă așezate din loc în loc.

În figura 10.66 se mai indică recipientul (1) și drenul (4).

Prin îmbunătățirea structurii solului, prin mărirea rezervei de apă din sol și prin stimularea descompunerii aerobe a substanțelor organice, drenajul de ventilație creează condiții bune pentru cultura plantelor agricole.

#### 10.4.3.2. Drenaje pe strat impermeabil ondulat

Drenarea terenurilor așezate pe un strat impermeabil ondulat pune probleme speciale, deoarece drenurile trebuie să fie amplasate în talvegurile stratului impermeabil, la distanțe și adâncimi diferite, asigurând în felul acesta o drenare satisfăcătoare (fig. 10.68).



Fig. 10.68. Drenaj pe strat impermeabil ondulat.

Ondulațiile subsolului impermeabil pot avea însă o poziție transversală pe linia de cea mai mare pantă, în care caz pentru îmbunătățirea condițiilor naturale de scurgere se așază drenuri transversale pe undulații.

O lucrare de acest gen a fost efectuată în Câmpia Gennevilliers, unde are loc irigarea terenurilor agricole cu o parte din apele uzate ale orașului Paris. Suprafața irigabilă cuprinsă în cotul fluviului Sena (fig. 10.69) avea nivelul apei freatice aproape de suprafața solului, datorită existenței unui baraj impermeabil în subsol, de 100-300 m lățime, care urma întreaga concavitate a fluviului (sub grindul malului).

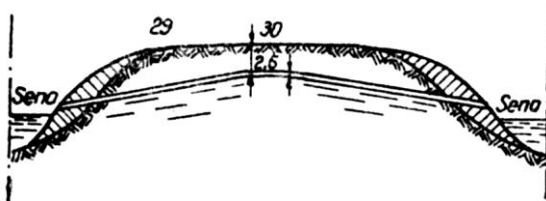


Fig. 10.69. Drenarea Câmpiei Gennevilliers.

Pentru coborârea nivelului apelor freatice au fost amenajate cinci drenuri radiale colectoare (cu  $D_n = 0,45$  m,  $I = 1\%$ ,  $Q = 80$  l/s) situate la o distanță de aproximativ 2 km unul de altul, la capătul aval.

#### 10.4.3.3. Drenaje pentru drenarea terenurilor cu izvoare

Când terenul este împânzit de izvoare descendente, apele acestora se culeg cu ajutorul unor drenuri așezate în formă de evantai, care converg înspre o ca-

meră, de unde se evacuează, pe drumul cel mai scurt, într-un colector sau recipient (fig. 10.70).

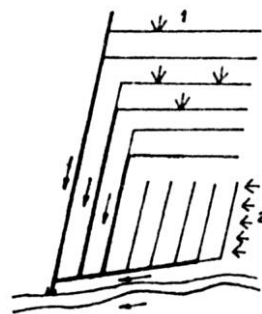


Fig. 10.70. Colectarea izvoarelor prin drenuri: 1 - izvoare concentrate; 2 - izvoare răspândite pe versant.

Pentru a accelera colectarea apei, pereții tuburilor de drenaj sunt prevăzuți cu orificii mici, iar la așezarea lor în șanțuri se înconjoară cu un strat de piatră, care formează un filtru (fig. 10.71).



Fig. 10.71. Tub de drenaj cu orificii așezat în șanț și înconjurat cu material filtrant.

În cazul când izvorul întâlnit este ascendent, se curăță stratul de pământ aflat deasupra locului de izvorăre și se construiește în subsol o cameră din zidărie umplută cu pietriș (fig. 10.72).

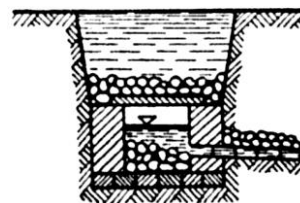


Fig. 10.72. Camera de captare a izvoarelor.

În cazul când numărul acestor izvoare, în unitatea drenabilă, este mare și dacă piatra și cărămida lipesc, se pot folosi pentru captare tuburi de ceramică perforate, îmbinate cu mufe (fig. 10.73).

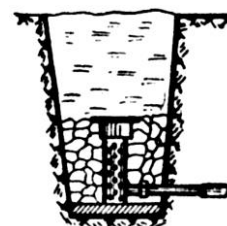


Fig. 10.73. Captarea izvoarelor cu ajutorul tuburilor verticale de ceramică perforate.

Dacă apele unor izvoare ascendente servesc la alimentarea unor centre populate, se iau măsuri speciale de protecție. După ce a fost îndepărtat stratul de pământ ce acoperă izvorul până la roca-mamă din care iese, se construiește o cameră de captare de forma unui cheson deschis, cu fundul (prevăzut cu filtru din pietriș și nisip) până la ieșirea izvorului.

Captarea cea mai simplă a izvoarelor ascendente se face prin anrocamente acoperite cu un strat de argilă (fig. 10.74).

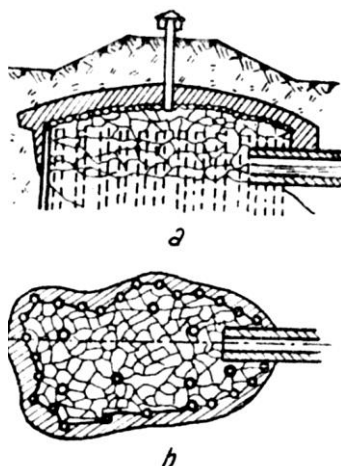


Fig. 10.74. Captarea simplă a unui izvor ascendent, prin anrocamente: a – secțiune transversală; b – plan.

În cazul folosirii apei provenite din izvoare, pentru irigații sau alte cerințe, interesează gradul (indicele) de asigurare al debitelor ( $K$ ), care reprezintă raportul dintre  $Q_{max}$  și  $Q_{min}$  și care poate avea valori între 1, pentru izvoare foarte bune, și 50, pentru izvoare nefolosibile.

În cazul când izvorul nu este concentrat, ci se găsește situat de-a lungul versantului (fig. 10.75), apa se colectează prin linii de drenuri (1) (cu fante, barbacane filtrante sau galerii) și este adusă la camera (2), din care, prin conducta (3), prevăzută cu sorbul (4), este transportată la locul de distribuție, gravitațional sau prin pompare. Surplusul de apă se evacuează prin conducta de fund (5), prevăzută cu preaplinul (6).

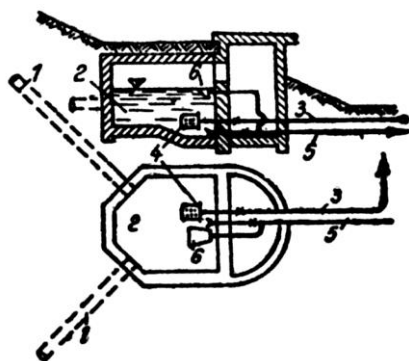


Fig. 10.75. Captarea izvoarelor repartizate de-a lungul versantului.

Debitul stratului freatic cu nivel liber, care se scurge spre drenul sau galeria drenantă, ce se consideră că îl captează integral pe lungimea  $L$  (fig. 10.76) se calculează prin relațiile:

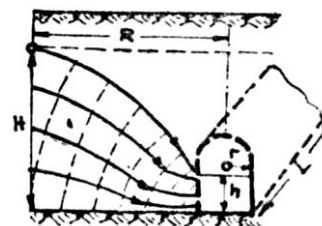


Fig. 10.76. Schema captării izvoarelor pe lungimea  $L$ .

$$Q = L \cdot y \cdot v = L \cdot v \cdot K \frac{dy}{dx} \quad (133)$$

și integrând:

$$Q \int_x^R dx = L \cdot K \int_h^H y dy$$

sau

$$Q(R - r) = L \cdot K \frac{H^2 - h^2}{2}$$

de unde:

$$Q = \frac{L \cdot K}{2} \frac{H^2 - h^2}{R - r} \text{ [m}^3\text{/s} \cdot \text{dren]}. \quad (134)$$

#### 10.4.3.4. Drenaje pentru asigurarea stabilității maselor de pământ alunecătoare

În general se pot deosebi următoarele tipuri de alunecări: curgeri de teren, alunecări foarte mici, alunecări propriu-zise, alunecări cu surpări.

Apa infiltrată într-un versant până la suprafața de alunecare, formată dintr-un strat impermeabil, reprezintă elementul principal care dezlănțuie alunecarea, dacă este în exces. Interceptarea pânzei de apă freatică și a apelor de suprafață este prima problemă care trebuie luată în studiu la alegerea metodelor de luptă împotriva alunecării și care se realizează prin:

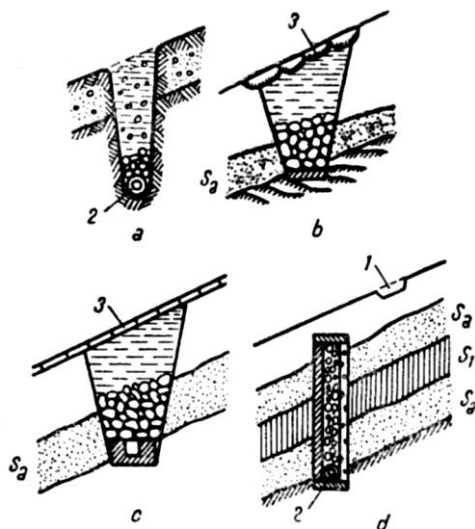
- izolarea masivului de teren expus alunecării de afluența apelor de suprafață și freactice sosite de pe terenuri mai înalte, prin executarea de canale de coastă și conducte de drenaj adânci;
- desecarea suprafeței de alunecare a diferitelor straturi ale terenului;
- prevenirea sau micșorarea umidității prea abundente a terenului;
- asigurarea stabilității bazei masivului alunecător prin sprijinirea lui cu construcții adecvate (taluz cu pantă dulce, ziduri de sprijin, baraje, contraforți etc.);
- regularizarea cursurilor naturale de apă de lângă piciorul versantului.

Pentru interceptarea și scurgerea apelor de suprafață sunt indicate șanțuri de colectare deschise;



pentru apele freatice aflate la adâncime mai mică sunt indicate drenurile; iar pentru apele subterane aflate la adâncimi mari sunt indicate galeriile drenante adânci.

Canalele de colectare se fac de forma unor șanțuri mai largi sau a unor șanțuri de drenaj și adesea pe fundul lor se așază un dren din tuburi de ceramică, pietriș sau rigolă de colectare din zidărie uscată (fig. 10.77). Aceste șanțuri colectoare trebuie adâncite până sub stratul acvifer.



**Fig. 10.77.** Șanțuri de colectare: *a* – cu tub de drenaj; *b* – cu umplutură filtrantă din piatră; *c* – cu rigolă din zidărie uscată; *d* – cu dren și șanț de coastă, în cazul a doua straturi acvifere; 1 – șanț de coastă; 2 – dren; 3 – brazde de iarbă;  $S_a$  – strat acvifer;  $S_i$  – strat impermeabil.

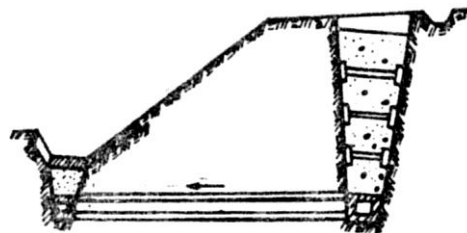
În cazul când există pericolul unei mari alunecări de teren a taluzului unei construcții executate în debleu (canal, cale ferată, șosea etc.) sau a unui versant în a cărui adâncime se găsește un strat acvifer, șanțurile de drenaj se amplasează la o oarecare depărtare de taluz (fig. 10.78), săpându-se până la baza stratului acvifer ( $S_a$ ).



**Fig. 10.78.** Drenarea taluzului prin șanțuri de drenare și drenuri din piatră.

La piciorul taluzului, în punctul în care stratul acvifer iese la suprafață, se așază un depozit de piatră brută sau zidărie uscată, cu rolul de filtru și de zid de sprijin.

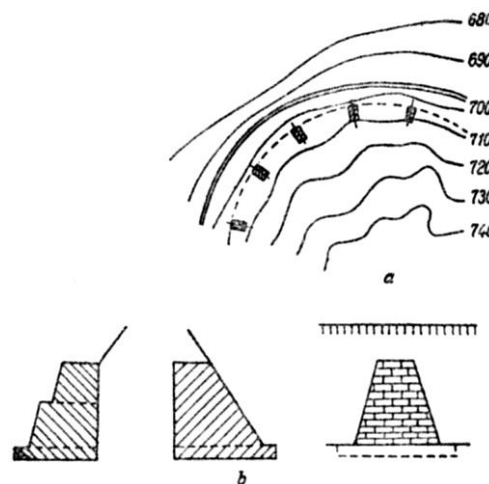
În figura 10.79 este arătat modul de drenare a unui taluz sau versant înalt, la care a fost necesară sprijinirea debleului canalului sau puțului de drenare, care a fost pus în legătură printr-o galerie cu o rigolă de drenare situată la piciorul taluzului.



**Fig. 10.79.** Drenarea versantului cu canale adânci și galerie de legătură.

În cazul când pe lângă drenarea versantului sprijinirea lui devine necesară, drenurile și șanțurile de drenare se înlocuiesc prin drenuri fără tuburi. Această măsură se execută când debitul de evacuat este mic, sub diferite forme: contra banchete (interioare sau exterioare), șanțuri transversale dispuse în arce sau alte forme, contraforți, ziduri de sprijin cu dren, căsoaie etc.

În cazul unui versant (sau taluzul unui debleu adânc cu umiditate abundantă) contraforturile se combină cu drenurile, rezultând „drenuri – contraforturi” (fig. 10.80), care pot avea diferite forme și dimensiuni.

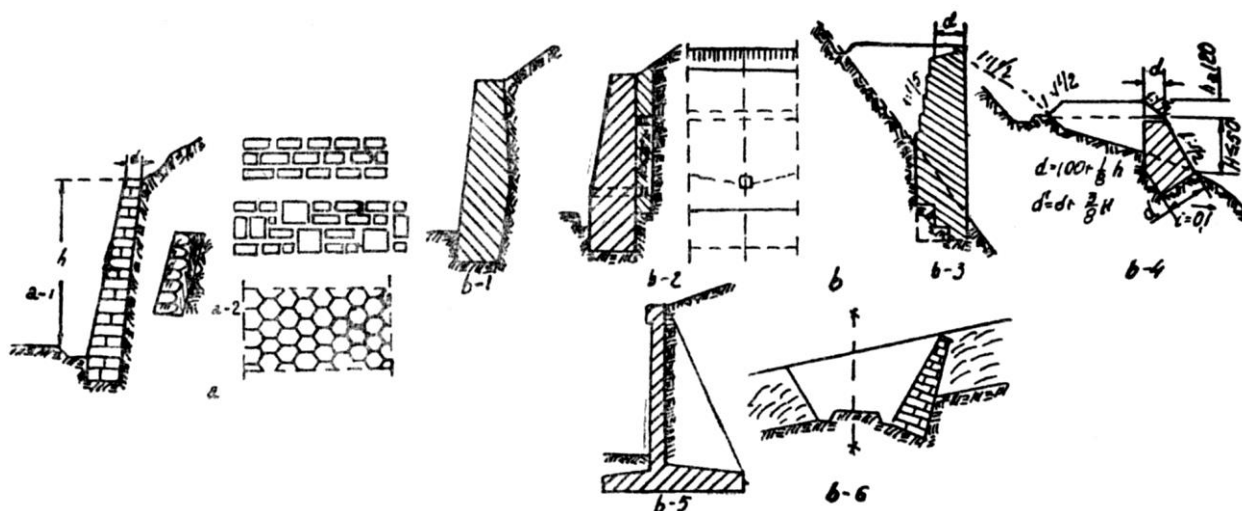


**Fig. 10.80.** Consolidarea prin contraforți: *a* – așezarea în plan a contraforților; *b* – contraforți – secțiuni

Consolidarea cu ziduri de sprijin se face în dublu scop: pentru căptușirea (protecția) rocilor alterabile (gresii, șisturi, calcare, roci fisurate, marne) sau pentru acoperirea taluzelor (spre drum sau canal) și pentru rezistență (fig. 10.81).

Rolul drenant al zidului de sprijin nu trebuie pierdut din vedere, motiv pentru care se recomandă construirea acestuia din zidărie uscată sau din beton cu filtru în spate și barbacane.

În zonele bogate în piatră și lemn (zonele de munte), consolidarea și drenarea versanților sau taluzelor se poate face și prin pereți sau căsoaie de lemn umplute cu piatră. În loc de lemn se pot folosi pentru construirea căsoaielor și grinzi din beton armat prefabricat.



**Fig. 10.81.** Ziduri de sprijin: a – ziduri de căptușire; b – ziduri de sprijin; a – 1, a – 2 – ziduri de căptușire; b – 1 – zid de sprijin; b – 2 – zid de sprijin cu dren și barbacane; b – 3 – zid pentru sprijinirea platformei; b – 4 – zid de picior; b – 5 – zid de sprijin de beton armat; b – 6 zid de sprijin drenant.

#### 10.4.3.5. Reglarea bilaterală a nițelului apei freatice în sol

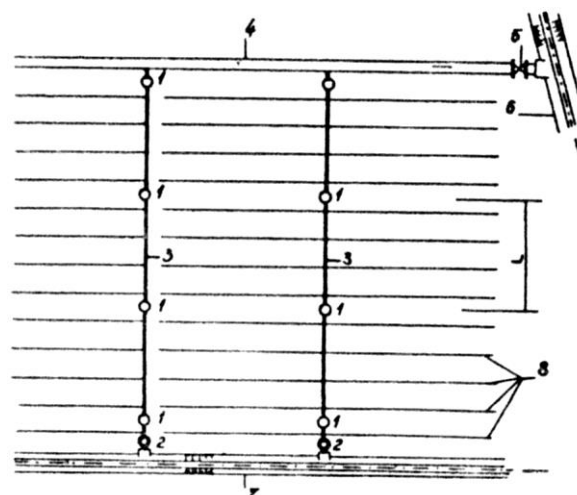
În cazul unor condiții naturale specifice (climatice, hidrogeologice), uneori este necesar să se folosească în timpul perioadei de vegetație ambele sisteme – irigare și drenare. Reglarea regimului de umiditate a solului se poate face prin rețeaua de drenaj, care completată cu elemente de regularizare convenabile, poate folosi atât pentru drenare cât și pentru irigarea terenurilor agricole [2].

Instalația de regularizare a nivelului apei freatice poate fi de tipul celei din figura 10.82, alcătuită din puțurile de regularizare (1) și puțul de remuu (2), care sunt executate pe colectorul de drenaj (3), al rețelei de drenaj. Soluția aparține Catedrei de hidroameliorații a Facultății de construcții SVST din Bratislava, care a realizat un câmp experimental de 93 ha [19].

Puțurile de regularizare, în funcție de panta terenului și de diferența de nivel cerută între ele, se amplasează la distanțe convenabile ( $L$ ) pe colectorul de drenaj, iar puțul de remuu este totdeauna amplasat în fața gurii de drenaj.

Rețeaua de drenaj, pentru a putea fi folosită la irigații, este completată cu conducta pentru apă de irigație ( $i$ ) (canal, eventual conductă), care aduce apa de irigație până la rețeaua de drenaj cu presiunea necesară. Colectorul de drenaj (3) se racordează la această conductă, îndeplinind sarcina de conductă de irigație în sistemul de drenaj. Cu ajutorul vanei cu supapă (5) se realizează comanda conductei de irigație.

În puțul de regularizare (fig. 10.83) intră colectorul de drenaj (1), prevăzut într-o parte cu o clapetă de închidere (2), care oscilează în jurul fusului (3) montat la suportul (4), consolidat la rândul lui pe colectorul de drenaj.



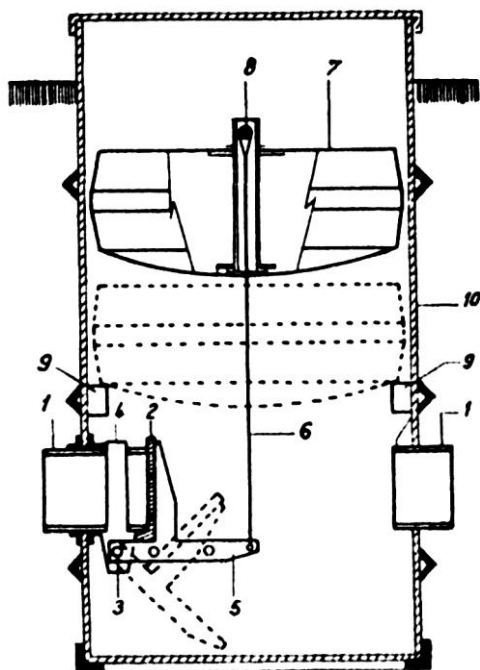
**Fig. 10.82.** Schema de organizare a amplasării sistemului de drenaj adaptat la regularizare bilaterală: 1 – puț de regularizare; 2 – puț de remuu; 3 – colector de drenaj; 4 – conducta de irigație; 5 – vana cu supapă; 6 – sursa de apă; 7 – canal de desecare; 8 – drenuri colectoare [19]

La clapeta de închidere este racordat fix brațul (5), la capătul căruia oscilează tija (6). Pe tijă, la distanța necesară este fixat flotorul (7), a cărui înălțime de așezare – deci înălțimea nivelului în puțul de regularizare – se poate regla cu limitatorul deplasabil (8).

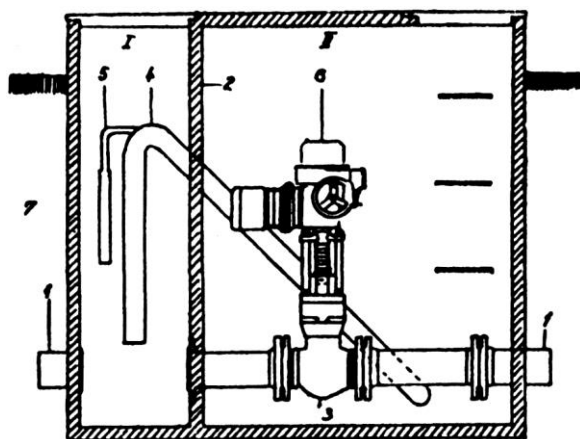
În faza de drenare, flotorul coboară și ajunge la reazemele (9). Colectorul de drenaj (1) duce la ultimul puț de regularizare și intră în puțul de remuu (fig. 10.84). Puțul de remuu este împărțit prin peretele (2) în două părți: camera de remuu I și de armătură II. Colectorul de drenaj intră în camera de remuu, după care trece prin partea inferioară a peretelui despărțitor în camera de armătură, unde pe colectorul de drenaj se găsește vana de supapă (3). La mijlocul peretelui despărțitor se află un sifon de siguranță (4), al cărui braț trece

dincolo de vană, până la colectorul de drenaj în camera de armătură. Sifonul trebuie să fie proiectat astfel încât să coboare apa în sector, între puțul de remuu și ultimul puț de regularizare, la o astfel de înălțime care să înlesnească deschiderea vanelor în toate puțurile de regularizare amplasate mai sus și prin aceasta și descărcarea rețelei de drenaj.

Această înălțime se reglează cu o conductă telescopică (5) de aducțiune a aerului. Colectorul de drenaj trece după aceea prin peretele puțului de remuu și se varsă în canalul de desecare.

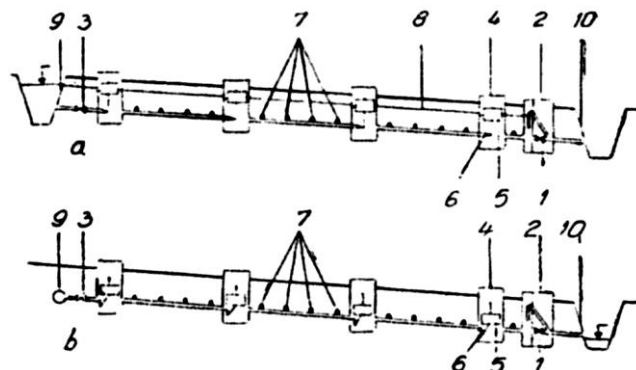


**Fig. 10.83.** Secțiune schematică prin puțul de regularizare:  
1 – colector de drenaj; 2 – clapetă de închidere; 3 – fus;  
4 – suport; 5 – braț; 6 – țije; 7 – flotă; 8 – opritor;  
9 – reazeme; 10 – puț.



**Fig. 10.84.** Secțiune schematică prin puțul de remuu:  
1 – colector de drenaj; 2 – perete despărțitor; 3 – vană cu supapă; 4 – sifon de siguranță; 5 – tub de aducțiune a aerului;  
6 – servomotor; 7 – puț; I – cameră de remuu; II – cameră de armătură.

În cazul irigației întregului teren în cauză (fig. 10.85, *a*) se închid vanele (1) în puțurile de remuu și se deschide vana (3), amplasată după sursa de captare, înlesnindu-se astfel aducțiunea apei de irigație. Apa se ridică în diferitele puțuri de regularizare (4), începând cu cel mai de jos, și închide cu ajutorul flotoarelor (5) clapetele de pe colectoarele de drenaj (v. fig. 10.83). Apa trece prin puțurile de regularizare sub presiune, prin drenurile colectoare (7) și nivelul apei subterane (8) se ridică treptat la nivelul necesar.



**Fig. 10.85.** Secțiune longitudinală prin colectorul de drenaj:  
*a* – în timpul irigației; *b* – în timpul drenării; 1 – vană cu supapă; 2 – puț de remuu; 3 – vană; 4 – puț de regularizare;  
5 – flotă; 6 – clapetă de închidere; 7 – dren de colectare;  
8 – nivelul apei subterane; 9 – sursa de apă de irigație;  
10 – canal de desecare.

La scăderea nivelului apei subterane, de exemplu în urma evapotranspirației, coboară nivelul apei în puțul de regularizare, ceea ce va atrage după sine coborârea flotorului și, prin aceasta, se va deschide clapeta (6) de pe colectorul de drenaj. Prin deschiderea automată a tuturor clapetelor așezate mai sus în puțurile de regularizare, se va asigura aflusul continuu al apei, iar nivelul apei subterane se va ridica din nou la înălțimea necesară.

Cantitatea de apă necesară pentru acoperirea pierderilor de apă prin evapotranspirație, precum și pentru acoperirea celorlalte pierderi de apă este pusă la dispoziția solului de puțurile de regularizare.

În cazul ploilor torențiale, nivelul apei subterane poate să se ridice la o înălțime care pune în pericol dezvoltarea plantelor. Pentru a se preveni asemenea ridicări ale nivelului apei, în puțul de remuu se amplasează un sifon.

În caz de necesitate a drenării terenului (fig. 10.85, *b*) se deschide vana cu supapă (1) în puțul de remuu (2) și se închide vana (3). Flotoarele (5) coboară automat în toate puțurile de regularizare (4), deschizându-se astfel clapetele (6) ale colectoarelor de drenaj (1) și tot sistemul are funcția de drenaj.

Instalația proiectată menține nivelul apei subterane la înălțimea optimă stabilită.

## 10.5. CONSTRUCȚII, INSTALAȚII ȘI DISPOZITIVE ÎN SISTEMELE DE DRENAJ

Funcționarea corectă a unui sistem de drenaj se asigură prin construcțiile și instalațiile sale: guri de evacuare, cămine de control, racordare și sedimentare, ruperi de pantă (căderi), piese pentru controlul circulației apei în drenuri, piese pentru intersecția drenurilor cu șanțuri și drumuri, piese de legătură și racordare, instalații de reglare a scurgerii.

**Gurile de evacuare** fiind singurele părți vizibile și deci mai expuse deteriorării, amplasarea lor trebuie astfel făcută încât să permită descărcarea apei în recipient, fără ca prin acestea să se creeze un remuu în sistemul de drenaj; să nu se înfunde cu pământ, cu animale mici (șobolani, broaște etc.) sau gheață; să nu fie expuse deteriorării provocate de vite; să nu fie așezate în imediata apropiere a arborilor; să nu fie supuse înghețului (minim 80 cm sub suprafața terenului); să nu se așeze două guri față în față, pentru a nu se crea neregularități în scurgere etc.

Pentru a obține o înălțime de 0,8-0,9 m a straturii protector de pământ deasupra gurii de evacuare, aceasta se retrage în interior (fig. 10.86).

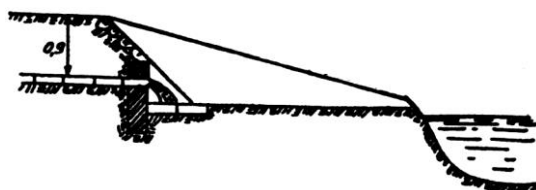


Fig. 10.86. Gură de evacuare retrasă în interior.

Pentru a împiedica intrarea animalelor mici în tuburi, se pot lua următoarele măsuri: gura de evacuare, scoasă mult în afară, se amplasează la o astfel de înălțime față de nivelul maxim din recipient încât să nu fie accesibilă animalelor mici; se instalează grătare de protecție (acestea provoacă însă supraîncălțări); tubul terminal, scos în afară, se reteză oblic de sus în jos spre taluz (fig. 10.87).

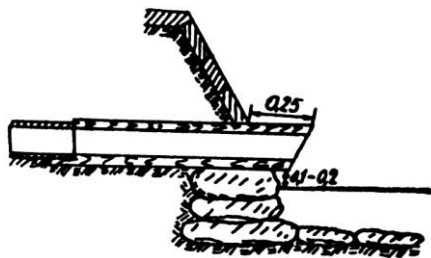


Fig. 10.87. Gură de evacuare cu tub din lemn tăiat oblic la capătul aval.

Tubul de scurgere al gurii de evacuare poate fi confecționat din lemn, P.V.C., beton, fier etc. Tuburile

de ceramică nu sunt indicate.

Cel mai vechi procedeu de descărcare, întrebuit încă și astăzi, este gura de evacuare de formă paralelipipedică din lemn, situată la 0,1-0,2 m deasupra nivelului apei în canalul colector (fig. 10.87).

Mai indicate decât tuburile de lemn sunt tuburile de fontă asfaltate la cald, cu o lungime de 1-1,5 m. Ieșirea din taluz a acestor tuburi este de 25 cm; la capăt sunt prevăzute cu o tăietură oblică și na au nevoie de grătar. Așezarea acestui tub de evacuare se face pe un postament de piatră sau pe un zid construit special (fig. 10.88).

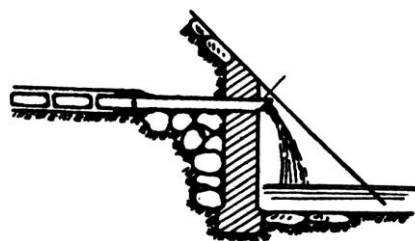


Fig. 10.88. Gură de evacuare deschisă direct cu tub de beton sau fontă sprijinită pe zid.

Foarte răspândite pentru gurile de evacuare sunt tuburile de beton. Caracteristicile constructive și funcționale ale gurilor de evacuare din beton se văd în figura 10.89.

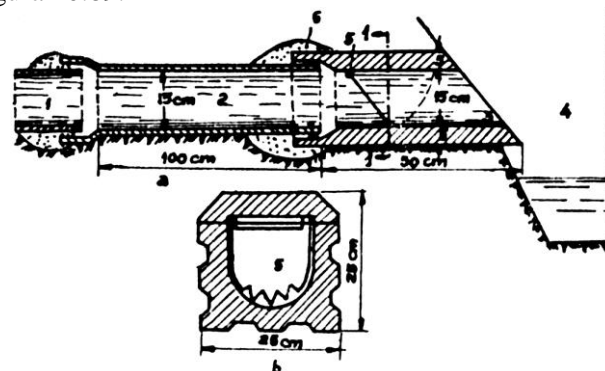


Fig. 10.89. Gură de evacuare cu tub din beton: a – secțiune longitudinală; b – secțiunea I – I; 1 – dren colector; 2 – tub de legătură cu mufă din ceramică; 3 – gură de evacuare cu tub de beton; 4 – recipient (râu, canal colector); 5 – clapet; 6 – îmbinare etanșă,

În anumite cazuri, când terenul este instabil sau când o gură de evacuare ar putea fi ușor deteriorată, se construiește o nișă protectoare (fig. 10.90).

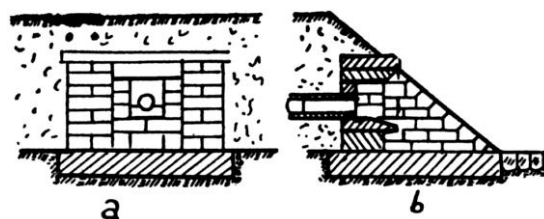
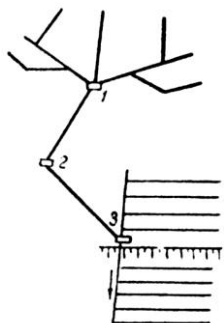


Fig. 10.90. Gură de evacuare în nișă protectoare simplă: a – vedere din față; b – secțiune longitudinală.

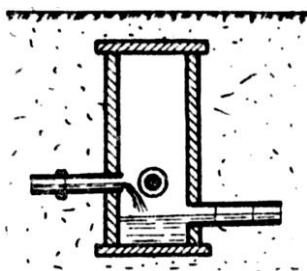
**Cămine de control, racordare, sedimentare.**

Acestea se construiesc în subsol sub forma unor puțuri și se amplasează în punctele de confluență a două sau mai multe colectoare de drenaj de ordin inferior cu un colector principal sau la schimbarea aliniamentelor și la intersecția cu diferite obstacole (fig. 10.91).



**Fig. 10.91.** Amplasarea căminelor: 1 – în punctul de confluență;  
2 – la schimbarea aliniamentului;  
3 – la intersecția unui obstacol.

Cele mai simple cămine se fac dintr-un tub de beton așezat pe o placă de beton sau piatră și prevăzut cu un capac, de asemenea din piatră, beton, fontă sau alt material (fig. 10.92).



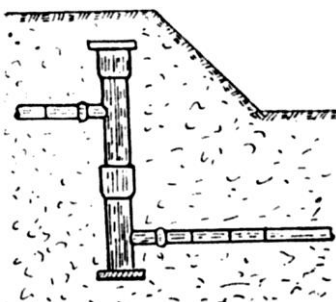
**Fig. 10.92.** Cămin de control, racordare și sedimentare, îngropat.

Aceste cămine se construiesc, de obicei, îngropate, având capacul la 30-40 cm sub suprafața terenului, însă se pot executa și cu deschiderea la nivelul terenului.

Căminele mai mari se zidesc din cărămidă sau piatră, dar se pot folosi și piese prefabricate. Forma lor este rotundă sau pătrată și ele trebuie să fie destul de largi pentru a permite intrarea unui muncitor ( $D_n = 70-80$  cm).

Pentru a îndeplini și rolul de decantor, fundul căminului se așază cu 30-45 cm mai jos decât gura de admisie a colectorului principal.

**Ruperi de pantă – căderi.** În cazul unor terenuri accidentate cu pante mari se folosesc instalații subterane, de tipul celei arătate în figura 10.93, pentru reglarea vitezelor.



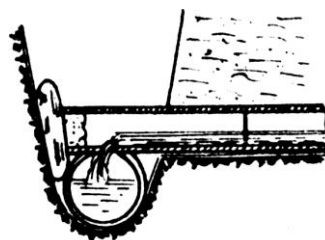
**Fig. 10.93.** Cădere subterană din tuburi de argilă arsă sau beton.

**Piese pentru intersecția drenurilor colectoare cu canale, drumuri etc.** Așezarea drenurilor colectoare sub drumuri, canale, șanțuri cu altă destinație trebuie evitată, pe cât este posibil. Situate în astfel de condiții, ele ar fi supuse înfundării de către impuritățile aduse de apele provenite din elementele intersectate, mai sus amintite, precum și de rădăcinile ierburilor din șanțuri.

În cazul când intersecția dintre un dren colector și un șanț care poartă apă în permanență nu se poate totuși evita, se folosesc tuburi de ceramică cu mufe sau rosturile dintre tuburile conductei se îmbracă cu manșoane.

La drenurile absorbante, intersecțiile cu drumuri, șanțuri, canale etc. se evită complet. Drenurile absorbante cu scurgere perpendiculară pe un drum, canal etc. se captează la o oarecare distanță de obstacol, într-un dren colector paralel cu acesta, care este trecut apoi pe sub el cu ajutorul tuburilor speciale de ceramică prevăzute cu mufe.

**Piese de legătură și racordare.** Îmbinarea ultimului tub al unei linii de drenuri absorbante cu drenul de colectare se face în mai multe moduri. Cea mai simplă racordare este aceea arătate în figura 10.94.



**Fig. 10.94.** Racordarea drenurilor absorbante prin practicarea unor orificii în drenurile colectoare.

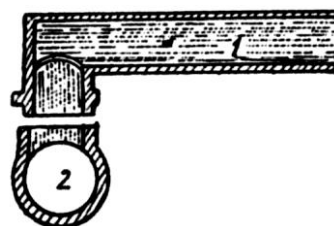
Drenul absorbant se așază peste drenul colector, după ce în prealabil amândouă au fost găurite cu ajutorul ciocanului cu vârf.

Pentru a se evita pierderile de tuburi, care se sparg ușor la găurirea cu ciocanul cu vârf, se pot folosi pentru racordare piese special fabricate (fig. 10.95), care se îmbină ca în figura 10.96.

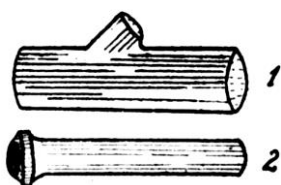
Racordarea se poate face etajat (fig. 10.94 și 10.96) și la același nivel-lateral (fig. 10.97).



**Fig. 10.95.** Piese de racordare: a – pentru drenul colector;  
b – pentru drenul absorbant.

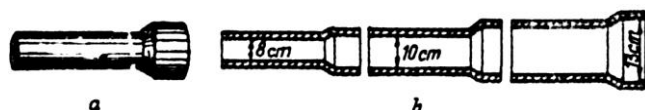


**Fig. 10.96.** Îmbinarea tuburilor de drenaj:  
1 – dren absorbant;  
2 – dren colector.



**Fig. 10.97.** Piese prefabricate de îmbinare laterală: 1 – dren colector; 2 – dren absorbant.

Racordarea unui colector de diametru mai mare cu unul de diametru mai mic se face intercalând între ele unul sau mai multe tuburi de reducere (fig. 10.98).



**Fig. 10.98.** Tuburi de reducere: a – vedere generală; b – secțiune.

**Exemplu de aplicare a metodei Glover-Dumm în cazul reîncărcării, prin irigații, a straturii drenant.** Relația Glover-Dumm, pentru stabilirea distanței dintre drenuri, în cazul regimului nepermanent, a rezultat din integrarea ecuației (99), considerând că nivelul apei drenante este plan.

Dumm arată că rezultatele cercetărilor colectivului „U.S. Bureau of Reclamation” conduc la concluzia că este mai real a se considera condiția inițială de integrare ca fiind dată de:

$$h_x = \frac{8h_i}{L^4} (L^3x - 3L^2x^2 + 4Lx^3 - 2x^4) \quad (135)$$

în care:  $h_x$  este înălțimea nivelului freatic deasupra planului drenurilor, la distanța  $x$  și  $t = 0$  (momentul inițial).

Semnificațiile celorlalți termeni sunt conform figurii 10.35.

Ecuația (135) descrie o parabolă de gradul patru, care trece prin punctele  $x = 0, y = 0$ ;  $x = L, y = 0$  și are ordonata maximă  $h_i$  la  $x = \frac{L}{2}$ .

Considerând condițiile de margine asemenea celor prezentate în stabilirea relației Glover-Dumm, o soluție a ecuației (99) este:

$$\frac{y}{h_i} = \frac{192}{\pi^5} \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \frac{n^2\pi^2 - 8}{n^5} \exp\left(-\frac{n^2\pi^2\alpha t}{L^2}\right) \sin \frac{n\pi}{L} x \quad (136)$$

Considerând  $x = \frac{L}{2}$ , relația (136) devine:

$$\frac{y}{h_i} = \frac{192}{\pi^5} \sum_{n=1,3,5}^{\infty} (-1)^{\frac{n-1}{2}} \frac{n^2\pi^2 - 8}{n^5} \exp\left(-\frac{n^2\pi^2\alpha t}{L^2}\right) \quad (137)$$

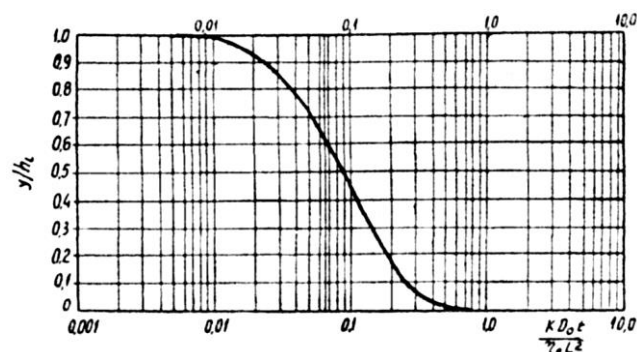
Semnificația termenilor este aceeași cu a celor din relația 99.

Această soluție a fost prezentată grafic de

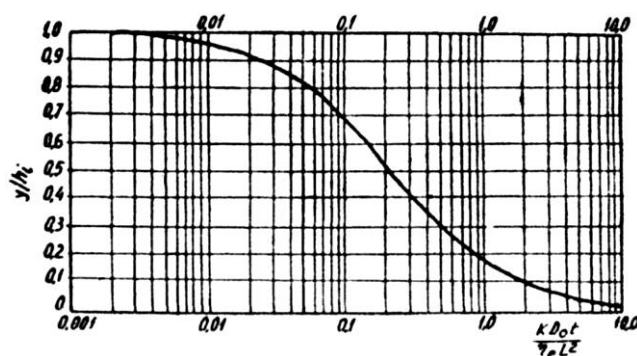
Dumm sub forma:

$$\frac{y}{h_i} = f\left(\frac{t}{L^2}\right)$$

În cazul drenurilor situate deasupra straturii impermeabile se folosește graficul din figura 10.99, iar pentru drenurile situate pe stratul impermeabil graficul din figura 10.100.



**Fig. 10.99.** Graficul legăturii dintre  $\frac{y}{h_i}$  și  $\frac{KD_0t}{\eta_e \cdot L^2}$  la mijlocul distanței dintre drenuri pentru drenuri situate deasupra straturii impermeabile.



**Fig. 10.100.** Graficul legăturii dintre  $\frac{y}{h_i}$  și  $\frac{KD_0t}{\eta_e \cdot L^2}$  la mijlocul distanței dintre drenuri, pentru drenuri situate pe stratul impermeabil.

Pentru a ține seama de scurgerea radială, în apropierea drenului, în cazul drenurilor situate deasupra straturii impermeabile, Dumm recomandă corectarea rezultatelor calculelor obținute cu ajutorul graficului 10.99, folosind corecția lui Hooghoudt sau a lui Moody.

Corectarea distanței dintre drenuri bazată pe ipoteza „adâncimii echivalente” a lui Hooghoudt se face prin înlocuirea în relația  $D_0 = D + \frac{h_i}{2}$  lui  $D$  cu  $d$  (vezi fig. 10.35).

Corecția dată de Moody poate fi aplicată numai în cazul când  $D \leq \frac{L}{4}$  și este dată de relația:

$$\Delta L = D_0 \ln \frac{D_0}{4r} \quad (138)$$

$\Delta L$  este corecția distanței dintre drenuri (se scade din valoarea  $L$  rezultată din calcule);

$D_0$  – adâncimea medie a scurgerii;

$r$  – raza exterioară a drenului (se ține seama și de grosimea filtrului).

Relația (137) este folosită de „U.S. Bureau of Reclamation” la stabilirea distanței dintre drenuri în cazul terenurilor irigate.

În practică, distanța dintre drenuri se calculează astfel încât nivelul apei să respecte, în orice interval de timp dintre irigații, norma minimă de drenaj.

Problema drenării terenurilor irigabile, în sensul menținerii sub control riguros a apelor freatice în zona irigată, fiind nouă și neverificată în condițiile țării noastre (cu climat foarte variabil), pentru exemplificări vom prezenta un exemplu aplicat în zonele aride din SUA. Se subliniază că în aceste condiții hidrogeologice și climatice (cu permeabilitate mare a terenurilor și climat arid) rezultă distanțe foarte mari între liniile de drenuri (de ordinul sutelor de metri); de asemenea trebuie reținut că, cu toate condițiile de drenaj natural bun, totuși irigația se practică în prezența drenajului.

Calculul pentru exemplul folosii se bazează pe următoarele date:

Norma minimă de drenaj  $z = 1,4$  m, adâncimea de îngropare a drenurilor 2,6 m, adâncimea stratului impermeabil față de suprafața terenului 5,0 m, coeficientul de permeabilitate  $K = 0,6$  m/z, iar porozitatea efectivă  $\eta_e = 0,10$ .

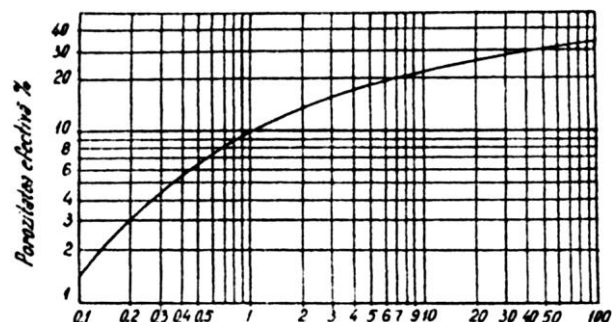
Rezultă:  $D = 2,4$  m și  $h_{i \max} = 1,2$  m (nivelul maxim admisibil de ridicare a nivelului freatic).

Datorită irigației și ploilor se produce reîncărcarea stratului acvifer, conform datelor din tabelul 10.6. Datele din coloana 3 rezultă din stabilirea infiltrației către stratul acvifer a aportului de apă prin irigație sau precipitații, iar cele din coloana 4 prin împărțirea datelor din coloana 3 la valoarea porozității efective.

**Tabelul 10.6.** Ridicarea nivelului freatic datorită alimentării prin irigații și precipitații

Natura reîncărcării	Numărul reîncărcării	Grosimea stratului de reîncărcare (m)	Ridicarea nivelului freatic $h$ (m)
1	2	3	4
Irigație	1	0,025	0,25
Irigație	2	0,025	0,25
Irigație	3	0,025	0,25
Irigație	4	0,025	0,25
Precipitații (toamna)	5	0,013	0,13
Precipitații (primăvara)	6	0,025	0,25

Porozitatea efectivă s-a determinat folosind graficul 10.101, în funcție de coeficientul de permeabilitate.



**Fig. 10.101.** Graficul porozității efective în funcție de coeficientul de permeabilitate (unitățile de măsură sunt cele originale, U.S.A.).

Distanța dintre drenuri se calculează prin încercări folosind relația 137 sau graficul din figura 10.99, considerând următoarele ipoteze:

– apa freatică atinge nivelul maxim admisibil imediat după aplicarea ultimei irigații (v. tab. 10.6, coloanele 1, 2).

– nivelul maxim admisibil al pânzei freatice la sfârșitul fiecărui sezon de irigație este de 1,2 m.

Impunând distanța dintre drenuri se calculează nivelul pânzei freatice deasupra planului de amplasare a drenurilor, conform tabelului 10.7.

**Tabelul 10.7.** Calculul ridicării nivelului freatic în cazul distanței dintre drenuri  $L = 150$  m.

Nr. reîncărcări	$h$ (m)	Timul dintre reîncărcări $t$ (zile)	$k_1$ (m)	$D_0 = D + \frac{h_i}{2}$	$\frac{KD_0 t}{\eta_e L^2}$	$\frac{y}{h_i}$	$y$ (m)
1	2	3	4	5	6	i	8
4	–	61	1,2	3,0	0,049	0,72	0,86
5	0,13	120	0,99	2,895	0,093	0,47	0,46
6	0,25	92	0,71	2,76	0,068	0,60	0,43
1	0,25	30	0,68	2,74	0,022	0,92	0,63
2	0,25	31	0,88	2,84	0,024	0,91	0,80
3	0,25	31	1,05	2,93	0,025	0,90	0,95
4	0,25	61	1,20	–	–	–	–

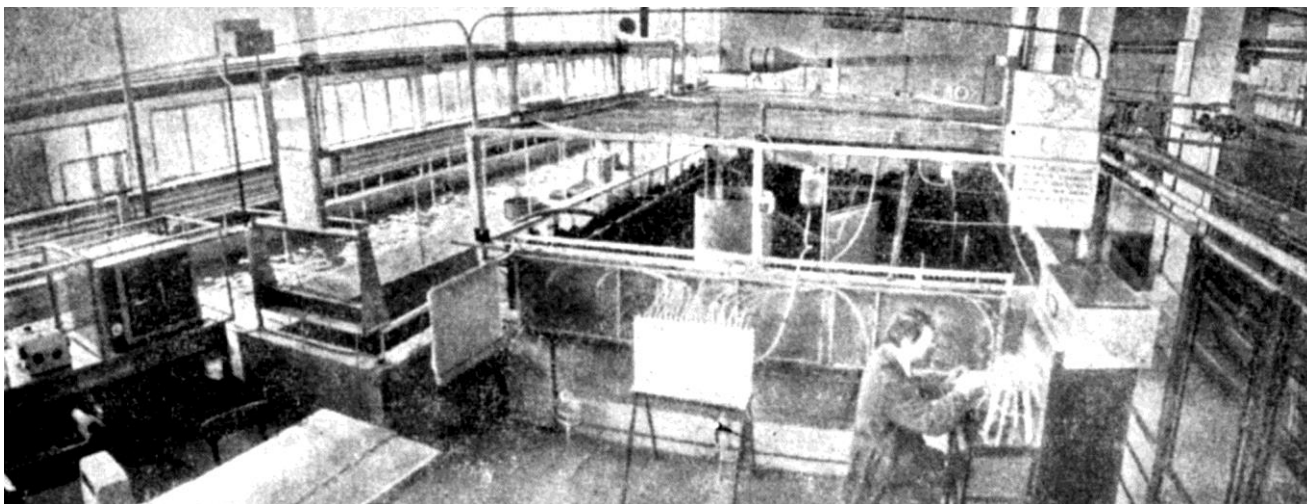
Se constată că distanța dintre drenuri este bine aleasă, rezultând la sfârșitul perioadei de irigație nivelul maxim admisibil deasupra planului drenurilor ( $0,95 + 0,25 = 1,2$  m), iar în tot timpul anului nivelul freatic se menține sub această limită (col. 4). Distanța dintre drenuri trebuie corectată luând în considerare

convergența liniilor de curent către dren:

$$\Delta L = D_0 \ln \frac{D_0}{4r}; \quad \Delta L = 3,0 \ln \frac{3,0}{4 \cdot 0,15}; \quad \Delta L \approx 5 \text{ m}$$

Deci distanța dintre drenuri va fi de 145 m.





Laboratorul de irigații și drenaje, Institutul Politehnic „Gh. Asachi”, Iași.  
Stație pilot pentru studiul drenajului în conlucrare cu irigația.

## Capitolul 11

# FUNDAMENTAREA TEHNICII DRENAJULUI PE MODELE MATEMATICE ȘI FIZICE

Necesitatea studiului drenajului pe modele (matematice, fizice) derivă din următoarele considerente: reducerea timpului de experimentare, îndeosebi pentru zonele de tranziție (semiumede și umede, cu climat variabil), reducerea suprafețelor destinate studiului, micșorarea cheltuielilor pentru montarea și urmărirea experiențelor. Studiul pe modele nu exclude și verificarea la scară naturală a unor aspecte sau variante, însă prin studiul pe modele numărul variantelor posibile se reduce simțitor, urmând ca în teren să se verifice doar acele variante care prezintă indici superiori comparabili.

Prin studiul pe modele, în laborator, se pot verifica și soluțiile matematice ale fenomenului studiat. Modelele fizice realizează o legătură directă a cercetătorului cu fenomenul studiat, putându-se vizualiza direct unele aspecte și elemente ale mișcării.

Fiind vorba de suprafețe considerabile care sunt afectate de fenomene ce reclamă drenajul (în țară peste 4.000.000 ha și pe glob peste 300.000.000 ha) [1], argumentarea privitoare la problema studierii drenajului și în condiții de laborator, pe modele, devine de prisos.

## 11.1. MODELE MATEMATICE PENTRU STUDIUL DRENAJULUI

Modelele matematice pot prezenta caracteristicile sistemelor prin ecuații, sisteme de ecuații, tabele și grafice.

Studiul mișcării apei în sol, folosind modelele matematice, se poate face ținând seama de toate elementele mișcării sau făcând o serie de ipoteze simplificatoare. Mișcarea apei în sol este rezultatul efectelor mai multor forțe: gravitația, absorbția exercitată de particulele solide ale solului, forțele osmotice legate de sărurile din soluția solului, forța de sucțiune a rădăcinilor plantelor.

Examinând problema generală a mișcării apei în sol, ca o problemă fizico-matematică, mărimile necunoscute sunt: viteza de infiltrație și presiunea hidro-dinamică.

Pentru rezolvarea acestor probleme sunt necesare patru ecuații, din care trei sunt ecuații ale mișcării și una este ecuația de continuitate.

Analiza matematică a mișcării apei spre drenuri este o problemă destul de dificilă, deoarece mișcarea este influențată de numeroși factori (fig. 11.1): porozitatea, coeficientul de permeabilitate ( $K$ ), stratificația terenului, poziția drenului în raport cu patul impermeabil ( $D_0$ ), cota piezometrică a apei din interiorul drenului ( $h_0$ ), distanța dintre drenuri ( $L$ ), debitul provenit din precipitații și irigații ( $q$ ).

Analiza matematică a mișcării apei spre drenuri se face luând în considerare cele două regimuri de funcționare (permanent și nepermanent), tipul de drenaj și ceilalți factori amintiți care influențează mișcarea, sau făcând unele ipoteze simplificatoare.

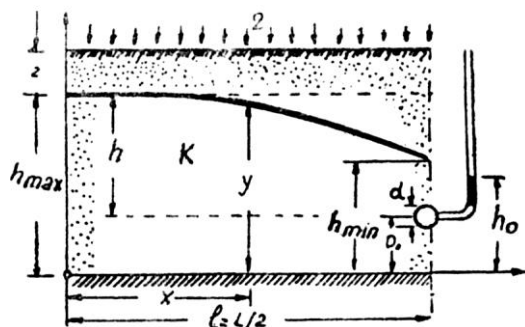


Fig. 11.1. Schema mișcării apei spre dren, cu factorii ce o influențează.

În prezent, în studiul mișcării apei spre drenuri se folosesc calculatoarele electronice. Acestea valorifică exprimările matematice existente sau metodele numerice de calcul, elaborând programe de calcul de mare complexitate, concepute ca mijloace de calcul și ca instrumente de cercetare.

Dezvoltarea metodelor matematice numerice, folosite intens în prezent, nu trebuie să conducă la neglijarea metodelor analogice, bazate pe corespondența formală a exprimării matematice a proceselor diferite după natura lor.

### 11.1.1. MODEL MATEMATIC PENTRU STUDIUL MIȘCĂRII APEI SPRE DRENURI

#### 11.1.1.1. Model matematic pentru studiul mișcării apei spre drenuri în regim permanent

Pentru studiul mișcării apei spre drenuri se folosește legea lui Darcy și ecuația de continuitate (v. fig. 11.1).

Legea lui Darcy se exprimă prin:

$$\bar{V} = -K \text{grad } h \quad (1)$$

în care:

$h$  este funcție de presiune;

$K$  – coeficient de permeabilitate.

Pentru mișcarea apei în regim permanent,  $h$  depinde numai de  $x$  și  $y$  (când se studiază mișcarea pe cele trei direcții depinde și de  $z$ ).

Ecuația (1) se mai poate scrie sub forma:

$$\begin{aligned} V_x &= -K \frac{\partial h}{\partial x} \\ V_y &= -K \frac{\partial h}{\partial y} \\ V_z &= -K \frac{\partial h}{\partial z} \end{aligned} \quad (1')$$

Acestor trei ecuații care exprimă mișcarea, li se adaugă ecuația de continuitate:

$$\frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} + \frac{\partial V_z}{\partial z} = 0 \quad (2)$$

Derivând aceste ecuații în raport cu  $x$ ,  $y$  și  $z$  se obține ecuația Laplace:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (3)$$

Această ecuație este determinată, dacă se cunosc limitele domeniilor sau valorile lui  $h$ . În această ecuație nu intervine  $K$ , deci distribuția presiunilor depinde numai de forma geometrică a domeniului și de condițiile limită.

Potențialul vitezelor, în cazul acestei mișcări, se definește prin:

$$\varphi(x, y) = -K \cdot h \quad (4)$$

În mișcările plane, potențialul vitezelor satisface ecuația Laplace:

$$\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} = 0 \quad (5)$$

Din ecuațiile (5 și 3) reiese că atât funcția de presiune ( $h$ ), cât și a potențialului vitezelor ( $\varphi$ ) satisfac ecuația Laplace, deci determinarea matematică a caracteristicilor mișcării se reduce la rezolvarea unei ecuații Laplace, cu condițiile date de limita domeniului.

Presiunile se calculează cu relația [2]:

$$h = z + \frac{p}{\gamma}$$

**Mișcarea apei sub presiune.** În acest caz, mișcarea apei subterane, în domeniul de aplicabilitate a legii lui Darcy, este o mișcare potențială plană, al cărei potențial este definit de o funcție analitică complexă:

$$f = \varphi + i\psi \quad (6)$$

în care:  $\varphi$  este potențialul vitezelor, iar  $\psi$  – funcția de curent.

Între funcția de curent și potențialul de viteză se poate stabili legătura Cauchy-Rieman [2]:

$$\frac{\partial \varphi}{\partial x} = \frac{\partial \psi}{\partial y}; \quad \frac{\partial \varphi}{\partial y} = -\frac{\partial \psi}{\partial x} \quad (7)$$

Din teoria mișcărilor potențiale rezultă că problema determinării unei mișcări potențiale într-un mediu poros este identică, din punct de vedere matematic, cu problema găsirii unei funcții analitice:

$$W = \varphi + i\psi = f(z) \quad (8)$$

astfel întrucât pentru anumite limite ale domeniului ( $x, y$ ) funcțiile  $\varphi$  și  $\psi$  se iau valori determinate de condițiile fizice ale mișcării.

Dacă se cunoaște potențialul complex al mișcării  $f(z)$  se pot determina pentru orice punct ( $x, y$ ) valorile  $\varphi$  și  $\psi$  și pe baza lor se pot cunoaște toate caracteristicile mișcării potențiale a apei spre drenuri.

Dacă funcția (8) se pune sub forma:

$$x + iy = F(\varphi + i\psi) = F_1(\varphi, \psi) + iF_2(\varphi, \psi)$$

se deduce:

$$x = F_1(\varphi, \psi); \quad y = F_2(\varphi, \psi) \quad (9)$$

În ecuațiile (9), dacă se dă lui  $\varphi$  o valoare constantă, se pot determina pentru diferite valori  $\psi_1, \psi_2, \dots, \psi_n$  valorile lui  $x$  și  $y$  și se poate construi astfel, prin puncte, linia echipotențială. În același mod, dând lui  $\psi$  o valoare constantă, se construiesc liniile de curent.

Construindu-se rețeaua de linii echipotențiale și de curent (spectrul mișcării), problema determinării mișcării lichidului în mediu poros este rezolvată.

**Mișcarea apei cu nivel liber.** O mișcare cu nivel liber (fig. 11.2) este caracterizată prin prezența unei suprafețe libere  $CD$  care limitează pe înălțime această mișcare.

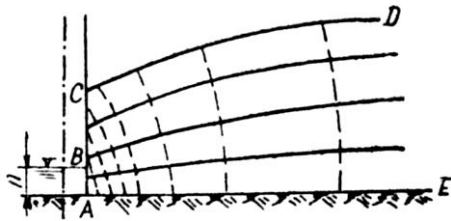


Fig. 11.2. Exemplu de mișcare cu suprafață liberă.

Ecuațiile care caracterizează orice mișcare cu nivel liber sunt:

$$\varphi = K \cdot h + C \quad (10)$$

$$\frac{\partial z}{\partial t} = 0 \quad (11)$$

Ecuația (11) arată că poziția suprafeței libere este constantă în timp și de aici se poate deduce că viteza normală pe suprafața liberă este nulă:

$$v_n = 0 \text{ și } \frac{\partial \varphi}{\partial n} = 0 \text{ sau } \frac{\partial \psi}{\partial s} = 0$$

Pentru determinarea ecuației mișcării în acest caz, se pleacă de la legea lui Darcy și de la ecuația de continuitate, astfel că în medii omogene și izotrope ecuația mișcării este:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (12)$$

Pentru medii neomogene ecuația mișcării este:

$$\frac{\partial}{\partial y} \left( K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left( K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) = 0 \quad (13)$$

Rezolvarea ecuațiilor (12 și 13), prin metodele numerice este destul de dificilă și de aceea se utilizează modelele cu rețele de rezistență electrică.

#### 11.1.1.2. Model matematic pentru cazul mișcării apei spre drenuri în regim nepermanent

**Generalități.** Studiul mișcării apei spre drenuri se face plecând tot de la legea lui Darcy și de la ecuația

de continuitate, numai că în acest caz funcția de presiune este influențată și de timp.

Analiza drenajului în regim nepermanent (fig. 11.3), luând în considerație toți factorii, este dificilă și greu de aplicat în practică. Dacă se folosesc ipoteze simplificatoare se ajunge la rezultate aproximative.

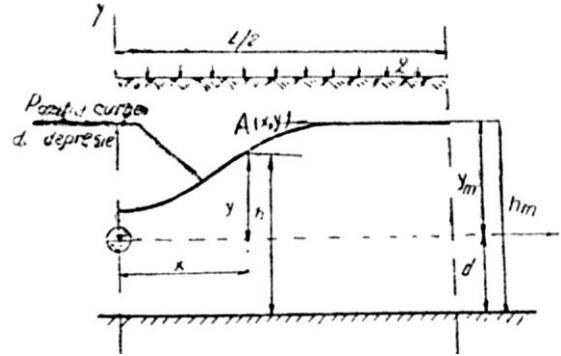


Fig. 11.3. Schematizarea funcționării drenurilor în regim nepermanent:  $A(x, y)$  – punct curent pe curba de depresie.

Regimul nepermanent de funcționare al drenajului are două faze distincte: de ascensiune a nivelului freatic și de coborâre a nivelului freatic.

Pentru regimul nepermanent soluțiile pot fi obținute pe trei căi: analitică, numerică și experimentală.

**Soluțiile analitice** se bazează pe ipoteza Dupuit-Forchheimer. În mișcarea apei spre drenuri se deosebesc trei zone de curgere (verticală, orizontală, radială), dar în studiul matematic al mișcării nu se iau în considerare aceste trei faze, ci se aplică ipotezele Dupuit-Forchheimer.

Pentru faza de coborâre a nivelului freatic ecuația generală diferențială a ipotezei Dupuit-Forchheimer este:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( h \frac{\partial h}{\partial x} \right) - \frac{n}{K} \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (14)$$

în care:

$n$  este porozitatea;

$K$  – coeficient de permeabilitate;

$t$  – timpul;

$x$  – dimensiunea orizontală.

Din figura 11.3 se observă că  $h = y + d$ , deci ecuația (14) devine:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( h \frac{\partial y}{\partial x} \right) - \frac{n}{K} \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (15)$$

Această ecuație este neliniară, dar dacă variația lui  $h$  este foarte mică în comparație cu mărimea lui, se poate transforma în ecuație liniară, prin aproximarea:

$$h = d + \frac{y_m}{2}.$$

Ecuația generală diferențială a ipotezei Dupuit-Forchheimer în formă liniară este:

$$\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} - \frac{n}{K} \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (16)$$

Ecuția neliniară (14) a fost rezolvată de Brooks prin metoda aproximațiilor succesive și a prezentat soluțiile sub formă grafică.

*Soluții numerice* pentru regimul nepermanent au fost obținute de Isherwood, care a rezolvat ecuația numerică a lui Laplace pentru a prognoza coborârea apei freatice într-un sol omogen, după ce alimentarea este oprită.

Hooghoudt a dezvoltat conceptul unei adâncimi echivalente ca o corecție ce urma să fie aplicată soluțiilor bazate pe ipotezele Dupuit-Forchheimer. S-au obținut ecuații aproximative cu soluții grafice pentru adâncimea echivalentă.

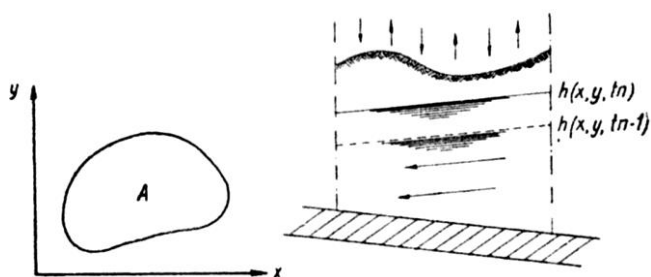
O soluție mult folosită pentru analiza scurgerii spre drenuri este cea a lui Moody [10].

Din cauza dificultăților rezolvării ecuațiilor mișcării apei spre drenuri în regim nepermanent s-a ajuns la concluzia că este necesar să se recurgă la soluții experimentale, adică studiul pe modele fizice. Nu trebuie însă neglijată nici rezolvarea matematică a acestor ecuații (studiul să se facă comparativ).

Ecuțiile mișcării apei spre drenuri se pot rezolva mai ușor cu ajutorul calculatoarelor electronice.

**Model matematic pentru studiul bilanțului apei subterane adaptat pentru calculator, folosind metoda diferențelor finite [5].**

Se consideră o suprafață oarecare  $A$  în plan orizontal  $(x, y)$ , limitată de perimetrul  $P$ , în interiorul căreia are loc o curgere subterană în regim nepermanent (fig. 11.4). Acest strat poros este așezat pe un strat impermeabil. Nivelul freatic este la adâncimea  $h$   $[h(x, y, t)]$ .



**Fig. 11.4.** Schema de calcul a modelului matematic pentru studiul bilanțului apei subterane adoptat pentru calculator.

Se presupune că legea lui Darcy (ecuația 1') este valabilă în cazul acestei mișcări.

Ecuția de continuitate pentru stratul de apă considerat este:

$$-\left(\frac{\partial D \cdot v_x}{\partial x} + \frac{\partial D \cdot v_y}{\partial y}\right) + P(x, y, t) = n_e \frac{\partial h}{\partial t} \quad (17)$$

Prin înlocuirea ecuației (1') în ecuația (17) se obține:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( K \cdot D \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( K \cdot D \frac{\partial h}{\partial y} \right) + P(x, y, t) = n_e \frac{\partial h}{\partial t} \quad (18)$$

în care:

$P$  este viteza netă verticală (m/s);

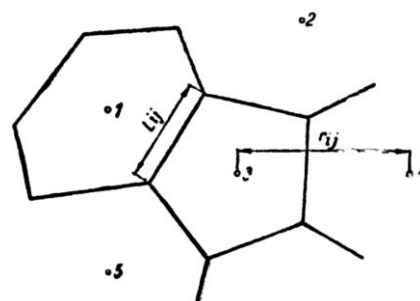
$K$  – coeficient de permeabilitate (m/s);

$D$  – coborârea nivelului freatic (m);

$h$  – nivelul freatic (m);

$n_e$  – porozitatea efectivă.

Ecuția (18) se poate rezolva prin metode numerice, dintre care una este aceea a lui Tyson și Weber. Potrivit acestei metode, suprafața  $A$  se divide în suprafețe mici, în general în poligoane în jurul nodurilor (metoda Thiessen) (fig. 11.5) [5].



**Fig. 11.5.** Împărțirea suprafeței în poligoane în jurul nodurilor.

Nodurile sunt numerotate de la 1 la  $N$ , iar nivelul freatic în aceste puncte este:  $h_1(t)$ ,  $h_2(t)$ , ...,  $h_N(t)$ . Nivelul freatic se calculează în noduri, succesiv, prin interpolare liniară.

Transportul apei prin marginile acestor poligoane este dat de relația:

$$V_{ij}(t) = \overline{KD}_{ij} \cdot L_{ij} \frac{h_i - h_j}{r_{ij}} \quad (19)$$

în care:

$i$  este numărul poligonului considerat;

$j$  – numărul poligonului vecin lui  $i$ ;

$V_{ij}$  – volumul transportat din  $i$  în  $j$ ;

$L_{ij}$  – lungimea laturii comune dintre  $i$  și  $j$ ;

$r_{ij}$  – distanța dintre nodurile  $i$  și  $j$ ;

$D_{ij}$  – adâncimea echivalentă de coborâre a nivelului freatic între  $i$  și  $j$ ;

$\overline{KD}_{ij}$  – valoarea medie a transmisivității dintre  $i$

și  $j$ .

Dacă un poligon este înconjurat de alte  $M$  poligoane, bilanțul apei pentru acest poligon într-un interval  $(t_{n-1}, t_n)$  este:

$$\int_{t_{n-1}}^{t_n} \sum_{j=1}^M V_{ij} dt + P_i(n-1, n) = A_i n_{ei} [h_i(n) - h_i(n-1)] \quad (20)$$

în care:

$A_i$  este suprafața poligonului;

$P_i$  – viteza netă verticală în acest interval.

Poligoanele se aproximează în așa fel încât să aibă suprafețele aproximativ egale. Cantitatea transportată nu variază mult într-un interval de timp cunoscut, deci poate fi considerată constantă.

Se poate înlocui integrala din ecuația (20) prin:

$$\sum_{j=1}^M V_{ij}(n) \Delta t_n + P_i(n-1, n) = A_i n_{ei} [h_i(n) - h_i(n-1)] \quad (21)$$

Se presupune că  $L_{ij}$ ,  $\overline{KD}_{ij}$  și  $r_{ij}$  sunt constante și

în acest caz se poate înlocui  $\overline{KD} \frac{L}{r}$  prin  $\alpha_{ij} = \alpha_{ji}$ .

Ecuația (21) devine:

$$\left( A_i n_{ei} + \Delta t_n \sum_{j=1}^M \alpha_{ij} \right) h_i(n) - \Delta t_n \left[ \sum_{j=1}^M \alpha_{ij} h_{ij}(n) \right] = A_i n_{ei} h_i(n-1) + P_i(n-1, n) \dots \quad (22)$$

Necunoscutele ecuației (22) sunt  $h_i(n)$  și  $h_{ij}(n)$  ( $i = 1 \dots N, j = 1 \dots M$ ).

Se face bilanțul prin poligon (ecuația 22), se presupune că  $h_{ij}(n) = h_{ij}(n-1)$  și rezultă o valoare  $h_i(n)$  care este folosită în calculele următoare. Pentru a micșora numărul iterațiilor se poate folosi un factor accelerator de convergență.

**Aplicații. Rețeaua de poligoane** (fig. 11.6). Pentru a putea face comparație între model și realitate și pentru a avea valorile inițiale ale nivelurilor, se pun în noduri piezometre. Dacă nu este posibil, nodurile se fixează în punctele unde se cunoaște nivelul freatic.

Suprafața poligoanelor depinde de datele disponibile și de variația în spațiu a fizicii terenului ( $n, \overline{KD}$ ). Cu cât eterogenitatea terenului este mai mare, cu atât suprafața poligoanelor va fi mai mică.

Se consideră că transportul prin perimetrul suprafeței totale este zero.

**Transmisivitatea  $\overline{KD}$ .** Valorile acestei caracteristici sunt obținute prin încercări de pompare, prin estimări, pornind de la cunoașterea surselor și a informațiilor geologice.

Modelul presupune o uniformitate în privința permeabilității. Aceasta împiedică să se realizeze un model mai detaliat și mai fin.

Când coborârea nivelului freatic se face prin pompări, valoarea  $\overline{KD}$  nu va fi constantă; ea va fi legată de nivelul freatic. Pe un interval de timp cunoscut se presupune  $\overline{KD} = \text{constant}$ .

**Viteza netă verticală.** Acest factor este influențat de: precipitații, evapotranspirație, începând de la nivelul freatic, drenajul natural sau artificial, pompare, descărcările artificiale.

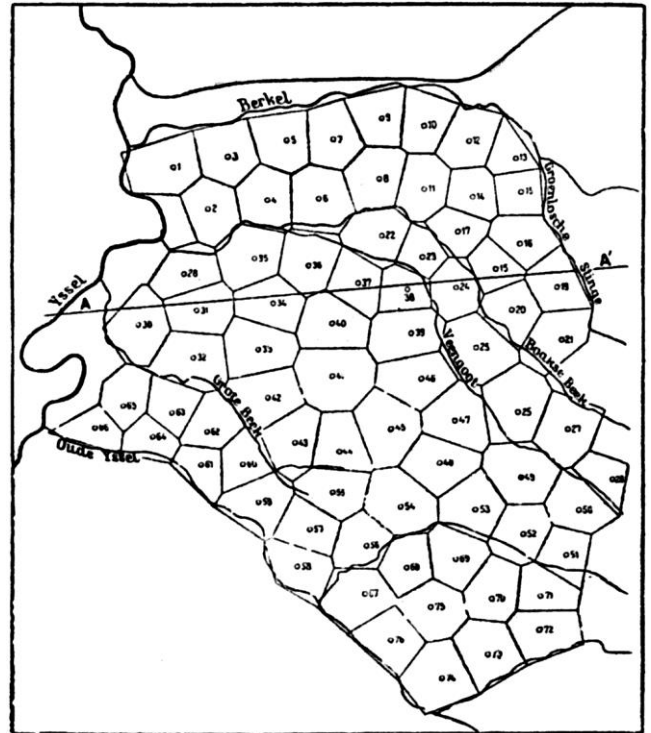


Fig. 11.6. Model Achterhock [5] (cifrele reprezintă numărul poligonului).

**Model matematic pentru studiul mișcării soluțiilor în sol pe baza teoriei transportului masei.** Mișcarea soluțiilor în sol are loc prin curgere capilară sau prin transfer de masă între particulele lichide ce înconjoară particulele solide. Porozitatea influențează mult mișcarea soluțiilor în sol. La rândul ei, viteza cu care se mișcă soluțiile în sol influențează mult viteza de distribuție – dizolvare.

Dacă pe un sol salinizat se aplică prin irigare apă proaspătă, la început are loc amestecul acestei ape cu o parte din soluția salină, apoi pe măsură ce se continuă aplicarea apei amestecul se face cu toată soluția salină. Procesul de înlocuire a soluției saline este un proces de dispersie.

Pentru curgerea unidimensională, ecuația de conservare a masei este:

$$-\frac{1}{f} \left( \frac{\partial C}{\partial V} \right)_z = \left( \frac{\partial c}{\partial V} \right)_z + \left( \frac{\partial q}{\partial V} \right)_z \quad (23)$$

în care:

$V$  este volumul de apă care trece printr-un punct dat pe unitatea de suprafață;

$z$  – adâncimea;

$C$  – concentrația totală a sării:  $C = c + q$ , unde  $c$  reprezintă concentrația sării mobile, iar  $q$  – concentrația sării imobile.

Ecuația (23) stabilește că orice creștere a cantității de sare în apa care curge printr-o unitate de volum de sol trebuie să egaleze descreșterea cantității de sare mobilă și imobilă din acel volum.

Cantitatea de sare mobilizată din amestecul care are loc în timpul curgerii este proporțională cu concentrația sării imobilizate din unitatea de volum de sol; cantitatea de sare imobilizată din acel volum va fi în echilibru cu sarea mobilă care curge prin acel volum. Astfel:

$$\frac{dq}{dv} = \frac{a}{B}(q - B \cdot c) \quad (24)$$

în care:

$a$  este parametrul vitezei de mobilizare;

$B$  – raportul dintre sarea inițial mobilă față de sarea inițial imobilă.

La echilibru  $\frac{dq}{dv} = 0$  iar atunci  $q = B \cdot c$ .

Pentru rezolvarea ecuațiilor (23 și 24), în cazul când filtrarea se face cu apă care nu conține sare, se folosesc doi parametri adimensionali:

$$t = \frac{a(V - n)}{B} \quad (25)$$

$$S = a \cdot n \quad (26)$$

în care:

$n$  este volumul porilor de deasupra adâncimii  $z$  care trebuie filtrată;

$V$  – cantitatea de apă care a intrat în sol;

$S$  – parametrul proporțional cu spațiul zonei într-o adâncime de sol dată.

Soluțiile ecuațiilor (23 și 24) în termeni de  $t$  și  $S$  sunt:

$$\frac{c}{c_0} = 1 - J(S, t) \quad (27)$$

$$\frac{q}{q_0} = J(t, S) \quad (28)$$

în care:  $t$  este un parametru adimensional proporțional cu volumul apei de filtrare.

Funcția  $J(t, S)$  este definită de:

$$J(t, S) = 1 - \int_0^t \exp(-S, -\xi) I_0(2\sqrt{S\xi}) d\xi \quad (29)$$

în care  $I_0$  este o funcție Bessel.

Integrarea trebuie realizată numeric. O metodă grafică de determinare a expresiei  $J(t, S)$  este dată în figura 11.7 [6].

Din ecuațiile (27 și 28):

$$\begin{aligned} C &= c_0 [1 - J(S, t)] + qJ(S, t) = \\ &= c_0 [1 - J(S, t)] + B \cdot J(S, t) \end{aligned} \quad (30)$$

în care  $B$  este, în general, mai mic decât 1 și  $1 - J(S, t)$  nu diferă prea mult de  $J(t, S)$ . În acest fel se obține:

$$C = c_0 (1 + B) [1 - J(S, t)] \quad (31)$$

În cazul când filtrarea se face cu apă care conține sare, analiza matematică a fenomenului se face ca mai sus, dar se ia în considerare concentrația apei folosite

( $C^*$ ). Astfel, în locul ecuației (31) se folosește:

$$\frac{C - C^*}{C_0 - C^*} = 1 - J(S, t) \quad (32)$$

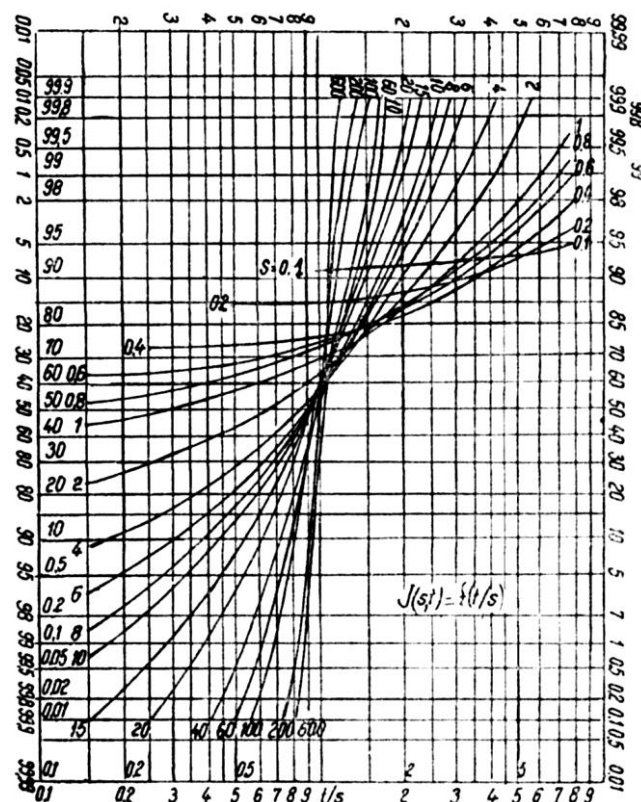


Fig. 11.7. Funcția  $J(s,t)$  schițată pe raportul  $t/s$ .

### 11.1.1.3. Modele analogice pentru studiul drenajului

La baza posibilității de a studia un fenomen cu ajutorul unor experiențe efectuate asupra unui model de natură diferită se află faptul că în natură există diferite clase de fenomene care sunt descrise prin aceleași tipuri de ecuații diferențiale, deși fenomenele au natură diferită.

Pentru ca studiul pe modele să aibă sens trebuie respectate următoarele criterii de similitudine:

- modelul analogic să reproducă la scară caracteristicile geometrice ale domeniului în care se desfășoară fenomenul de studiat;

- caracteristicile fizice ale modelului analogic să fie proporționale cu caracteristicile fizice ale domeniului natural;

- condițiile limită pe modelul analogic să fie similare cu condițiile de margine pe modelul studiat.

Luând în considerare aceste criterii de similitudine se pot realiza modele analogice cu mediu electroconductor continuu (cu hârtie electroconductoare, în cuve cu electroliți) și discontinuu (cu rețea de rezistență).

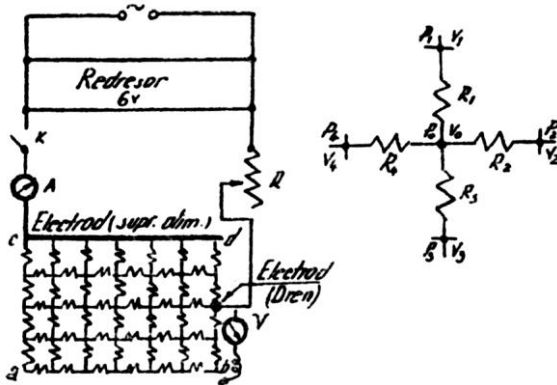
Correspondențele care există între mărimile fizice ale fenomenului electric și cele ale fenomenului hidrolic sunt date în tabelul 11.1.

Transformarea mărimilor hidrolice în mărimi electrice și invers se realizează cu ajutorul unor rapoarte adimensionale.

Pentru studiul drenajului este evidentă folosirea metodei cu rețea de rezistență. Cu ajutorul modelelor de rezistențe electrice (fig. 11.8) se pot realiza cu ușurință mediile omogene și anizotrope.

**Tabelul 11.1.** Correspondențele între mărimile fizice ale fenomenului electric și cele ale fenomenului hidrolic

Mărimi electrice pe model	Mărimi hidrolice în natură
Potențialul electric, $U$ .	Potențialul hidrolic, $h$ .
Intensitatea specifică a curentului, $i$ .	Viteza de filtrație, $v$ .
Conductivitatea electrică, $\sigma = \frac{1}{\rho}$	Coeficientul de permeabilitate, $K$
Intensitatea curentului electric, $I$ .	Debitul scurs prin mediul poros, $Q$ .
Rezistența electrică, $R = \frac{\Delta U}{I}$	Rezistența hidrolică, $\frac{\Delta H}{Q}$



**Fig. 11.8.** Model cu mediu electroconductor discontinuu:  
 $P_i$  – noduri;  $V_i$  – tensiuni în noduri;  $R$  – rezistențe;  
 $A$  – ampermetru.

Principiul unei rețele de rezistență este simplu. În orice punct al rețelei de rezistență tensiunea poate fi calculată ca media tensiunilor din patru puncte vecine. Conform legii lui Kirchhoff, suma algebrică a curenților ce trec printr-un nod ( $P_0$ ) este zero.

$$\sum_{P_1}^{P_2} i P_0 = i_1 + i_2 + i_3 + i_4 = 0 \quad (33)$$

Modelul cu rețea de rezistență este alcătuit din: sursa de curent alternativ, redresor de curent continuu, rezistență variabilă, întrerupător, voltmetru și miliampermetru.

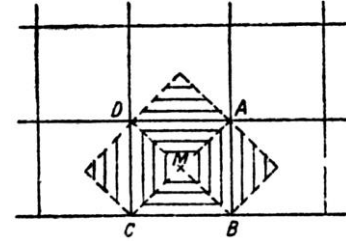
Cu ajutorul ecuației Laplace (34) se pot afla o infinitate de soluții:

$$\frac{\partial^2 U}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 U}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 U}{\partial z^2} = 0 \quad (34)$$

Trebuie să se obțină o soluție particulară pentru anumite condiții limită.

### Realizarea condițiilor limită cu modelul reo-electric.

1. *Punct pe limita impermeabilă* ( $a, b$  în fig. 11.8). Se presupune că trecerea curentului între punctele  $AD$ ,  $BC$  și  $CD$  (fig. 11.9) are loc, în secțiunile hașurate orizontal și respectiv vertical. Trecerea curentului între punctele  $BC$  de pe limita impermeabilă are loc prin secțiunea triunghiulară  $BCM$ , care este jumătate din celelalte secțiuni.



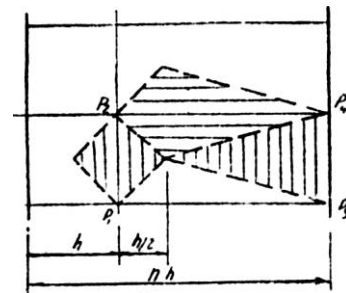
**Fig. 11.9.** Punct pe limita impermeabilă.  
Transpunere pe model.

Rezistența exterioră  $BC$  trebuie să fie de două ori rezistențele interioare, deoarece rezistența este invers proporțională cu curentul.

2. *Extinderea rețelei.* Pentru a mări zona de studiu se extinde rețeaua de rezistență, prin adăugarea de rezistențe de-a lungul limitei.

Fie de exemplu  $P_1$  și  $P_2$  noduri la limita rețelei (fig. 11.10). Rezistența de bază este  $R_0$ , iar  $h$  este intervalul. Pentru a amplasa o serie de puncte ( $P_3, P_4$ ) la distanța  $nh$  de rețeaua de bază trebuie introduse rezistențe:

$$R_{P_2 P_4} = nR_0, \quad R_{P_3 P_4} = \frac{R_0}{n - \frac{1}{2}} = \frac{2R_0}{2n - 1}$$



**Fig. 11.10.** Extinderea rețelei de rezistență.

3. *Linii de curent.* Rețeaua de rezistență trebuie făcută astfel încât să arate liniile de curent ale nodului în care se produce scurgerea și punctul de echipotențial.

Modificările care apar în condițiile limită se bazează pe faptul că funcția de potențial care determină punctul de sarcină hidrolică este o funcție armonică și ca o condiție necesară apare legătura ei cu funcția de curent.

$$\frac{\partial \varphi}{\partial x} = \frac{\partial \psi}{\partial y}; \quad \frac{\partial \varphi}{\partial y} = -\frac{\partial \psi}{\partial x}$$

În cazul drenajului, limita impermeabilă este orizontală și se folosește a doua ecuație Cauchy-Riemann:

$$\frac{\partial \varphi}{\partial y} = 0; \quad -\frac{\partial \psi}{\partial x} = 0$$

În comparație cu metodele analitice, modelele analogice reoelectrice prezintă numeroase avantaje. Din această cauză ele se situează pe primul plan în practica de laborator pentru studiul problemelor de mișcare a apei prin medii poroase.

Modelele analogice permit examinarea rapidă a unui mare număr de variante pentru un număr mic de măsurători și sunt foarte utile atunci când nu se dispune de calculator electronic.

În tabelul 11.2 sunt prezentate câteva modele analogice realizate pentru studiul drenajului.

**Tabelul 11.2.** Modele analogice realizate pentru studiul drenajului

Modelul	Analogia	Probleme ce pot fi studiate
Darcy – Poiseuille.	Are la bază analogia dintre mișcarea apei prin medii poroase și mișcarea laminară a unui fluid vâscos între două plăci plane paralele.	1. Eficiența drenajelor orizontale amplasate în terenuri stratificate cu aplicare la drenarea terenurilor limitrofe digurilor. 2. Stabilirea necesității drenajului de pe taluzul aval al digurilor și barajelor de pământ fondate pe terenuri cu caracteristici complexe de permeabilitate. 3. Mișcarea nepermanentă a unei pânze subterane într-un mediu poros, omogen și izotrop.
Modele în cuve cu electroliti.	Au la bază corespondența dintre mărimile hidraulice și cele electrice.	Drenarea teritoriilor agricole în vederea eliminării modificărilor pe care le introduce regimul barat față de regimul natural asupra dinamicii apei subterane.
Modele cu hârtie electroconductoare	Au la bază corespondența dintre mărimile hidraulice și cele electrice.	Se aplică numai la mișcările plane: – eficiența drenurilor circulare; – eficiența drenurilor verticale.
Modele analogice cu rețele electrice.	Au la bază corespondența dintre mărimile hidraulice și electrice.	Drenajul orizontal și vertical în regim permanent și nepermanent.

## 11.2. MODELE FIZICE PENTRU STUDIUL DRENAJULUI

Studiul drenajului se poate face pe modele fizice la scară naturală și la scară de laborator. În cazul când se fac studii pe modele fizice la scară naturală (în câmp) pot apărea factori accidentali care determină fie anularea experienței, fie prelungirea duratei ei; de asemenea, pot apărea erori în aprecierea rezultatelor.

De aceea se folosesc, în prezent, din ce în ce mai mult, modele fizice la scară de laborator. Scopul modelelor fizice la scară de laborator este de a reprezenta prototipul printr-un model de mărime adecvată.

### 11.2.1. MODELE FIZICE LA SCARĂ DE LABORATOR PENTRU STUDIUL DRENAJULUI

Pentru ca rezultatele cercetării experimentale, efectuate în raport cu un fenomen concret, să poată fi extinse asupra unei întregi serii de fenomene similare, este necesar să se respecte anumite reguli studiate de teoria similitudinii.

În modelarea diferitelor fenomene, fiecare mărime din obiectul de modelat este pusă în corespondență cu o anumită mărime de pe model, trecerea făcându-se prin intermediul factorului de scară ( $\lambda_D$ ).

$$\lambda_D = \frac{[D_0]}{[D_m]} \quad (35)$$

în care:

$D_0$  este dimensiunea din obiectul de modelat;

$D_m$  – dimensiunea corespunzătoare din model.

Criteriile de similitudine pentru folosirea modelelor proiectate în laborator pot fi obținute scriind ecuația lui Richards la scară, cu parametrii sistemului de lungime, presiune și timp [10].

$$\operatorname{div} \left[ \frac{K_e}{\mu} \nabla (P_w + \rho \cdot g \cdot z) \right] = n \frac{\partial s}{\partial t} \quad (38)$$

în care:

$K_e$  este permeabilitatea efectivă;

$\mu$  – vâscozitatea lichidului;

$P_w$  – presiunea lichidului;

$\rho$  – densitatea;

$g$  – accelerația gravitațională;

$z$  – coordonata verticală;

$n$  – porozitatea mediului;

$s$  – gradul de saturație cu lichid;

$t$  – timpul.

Ecuația (36) poate fi scrisă sub formă adimensională alegându-se ca unități standard: coeficientul de permeabilitate ( $K$ ), presiunea ( $P_0$ ), timpul ( $t_0$ ), lungimea ( $L_0$ ):



$$\left[ \frac{t_0 K P_0}{L_0^2 \mu n_e} \right] L_0 \operatorname{div} \left\{ \frac{K_e}{K} L_0 \nabla \left[ \frac{P_w}{P_0} + \frac{\rho g L_0}{P_0} \right] \frac{z}{L_0} \right\} = \frac{\partial s_0}{\partial t} \frac{1}{t_0} \quad (37)$$

Prin înlocuirea unităților standard în ecuația (37) se obține:

$$\operatorname{div}[K \cdot \nabla(P_0 + z_0)] = \frac{\partial s}{\partial t} \quad (38)$$

Din relația (38) rezultă criteriile de similitudine pe care trebuie să le satisfacă două sisteme de drenaj:

- să existe similitudine geometrică;
- condițiile inițiale și limită în funcție de variabile la scară să fie aceleași pentru ambele sisteme;
- relațiile funcționale dintre  $K_0$ ,  $P_0$ ,  $s_0$  sunt identice pentru ambele sisteme.

Luând în considerație aceste criterii de scară, se poate studia fenomenul de drenaj pe modele unidimensionale și bidimensionale.

**Modele fizice unidimensionale.** Drenajul unidimensional este folosit pentru simplitatea lui experimentală (criteriile de scară nu sunt influențate de numărul dimensiunilor folosite).

Criteriile de scară cer ca un anumit fluid și proprietățile mediului poros ( $K$ ,  $P_b$ ,  $S_r$  și indicele de distribuție al porilor  $\lambda$ ) să fie cunoscute înainte, astfel ca studiile de modelare să poată fi făcute.

După ce se stabilesc proprietățile mediilor și se fixează scările se încep experiențele. Se măsoară debitul de evacuare în funcție de timp (fig. 11.11) și presiunea. Aceste măsurători se continuă, până când valoarea debitului exterior este aproape zero.

Lungimea la scară influențează mult procesul de drenaj.

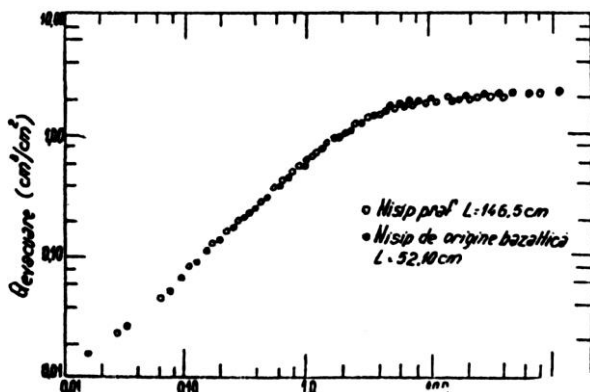


Fig. 11.11. Relația dintre timp și debit, pentru drenajul în două coloane cu medii similare.

**Modele fizice bidimensionale.** Studiul complet al drenajului se poate face pe modele bidimensionale. O atenție deosebită trebuie acordată studiului senzitivității drenajului față de valoarea lui  $\lambda$ , care caracteri-

zează distribuția saturației deasupra pânzei freatice.

Condițiile de echilibru pentru regimurile parțial saturate sunt [11]:

$$S_0 = P_0^{-\lambda} \text{ pentru } P_0 \geq 1;$$

$$S_0 = 1 \text{ pentru } P_0 \leq 1,$$

în care:

$P_0$  este presiunea capilară;

$S_0$  – saturația efectivă.

Legătura dintre presiunea relativă poate fi exprimată prin:

$$K_0 = P_0^{-\eta} \text{ pentru } P_0 \geq 1;$$

$$K_0 = 1 \text{ pentru } P_0 \leq 1,$$

Aceste relații sunt valabile în toate fazele scurgerii periodice, dar relația dintre presiunea capilară ( $P_0$ ) și ridicarea la scară deasupra stratului freatic ( $Z_0$ ) nu este cunoscută decât în fazele inițiale și finale, când  $Z_0 = P_0$ .

### 11.2.2. MODELE FIZICE LA SCARĂ NATURALĂ PENTRU STUDIUL DRENAJULUI

Studiul drenajului cu ajutorul modelelor matematice și fizice de laborator oferă posibilitatea reducerii numărului variantelor posibile ce ar putea fi studiate în teren.

Pe modelele fizice la scară naturală se studiază numai acele variante care prezintă indici superiori. Un model fizic la scară naturală trebuie să fie astfel amenajat încât să îndeplinească următoarele cerințe:

- urmărirea evoluției dinamicii nivelurilor freatice;
- urmărirea eficienței diverselor materiale de drenaj asupra ameliorării solului;
- urmărirea eficienței diverselor distanțe între drenuri asupra ameliorării solului;
- urmărirea în timp a mineralizării apelor freatice;
- urmărirea în timp a salinității solului.

Având în vedere scopurile multiple pe care trebuie să le îndeplinească câmpul experimental, va fi necesar ca pe întreaga durată de funcționare a complexului sol – drenaj – spălare – irigare să se efectueze măsurători cu privire la: dinamica umidității solului, dinamica variației nivelurilor freatice, debite și niveluri pe drenuri, analize de laborator.

Pentru aceasta, câmpul experimental trebuie dotat cu: aparate pentru determinarea umidității solului, instalații de măsurare a nivelurilor freatice, aparate și instrumente pentru determinarea debitelor și nivelurilor, aparate pentru determinarea salinității.

Pentru a urmări efectul lucrărilor de drenaj închis se înființează staționare hidrogeologice. Conduc-

tivitatea aparentă ( $EC_a$ ) se determină din măsurători ale rezistenței, când electrozii sunt dispuși într-un anumit fel (montajul Wemmer) (fig. 11.12).

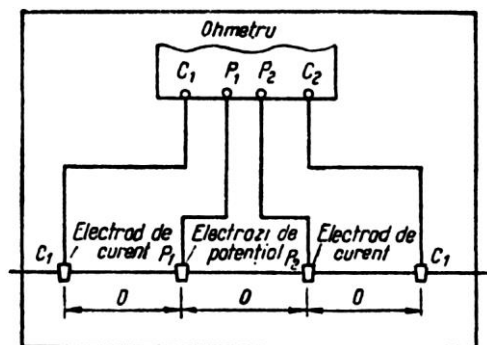


Fig. 11.12. Montajul Wemmer.

Studiul comportamentului drenajului în câmpuri experimentale s-a făcut atât în țara noastră cât și în multe alte țări. Rezultatele unor asemenea studii sunt prezentate în tabelul 11.3.

### 11.3. EXEMPLE DE MODELE FIZICE PENTRU STUDIUL DRENAJULUI REALIZATE ÎN CADRUL LABORATORULUI DE IRIGAȚII ȘI DRENAJE AL INSTITUTULUI POLITEHNIC „GH. ASACHI” – IAȘI

Studiul drenajului în scop de desecare și desalinizare, pe modele, reprezintă o preocupare importantă a specialiștilor din cadrul Laboratorului de Irigații și Drenaje al Institutului Politehnic „Gh. Asachi”, Iași (Teze de doctorat (E. Nițescu, D. Vlădescu, V. Dobre); consultant A. Nicolau).

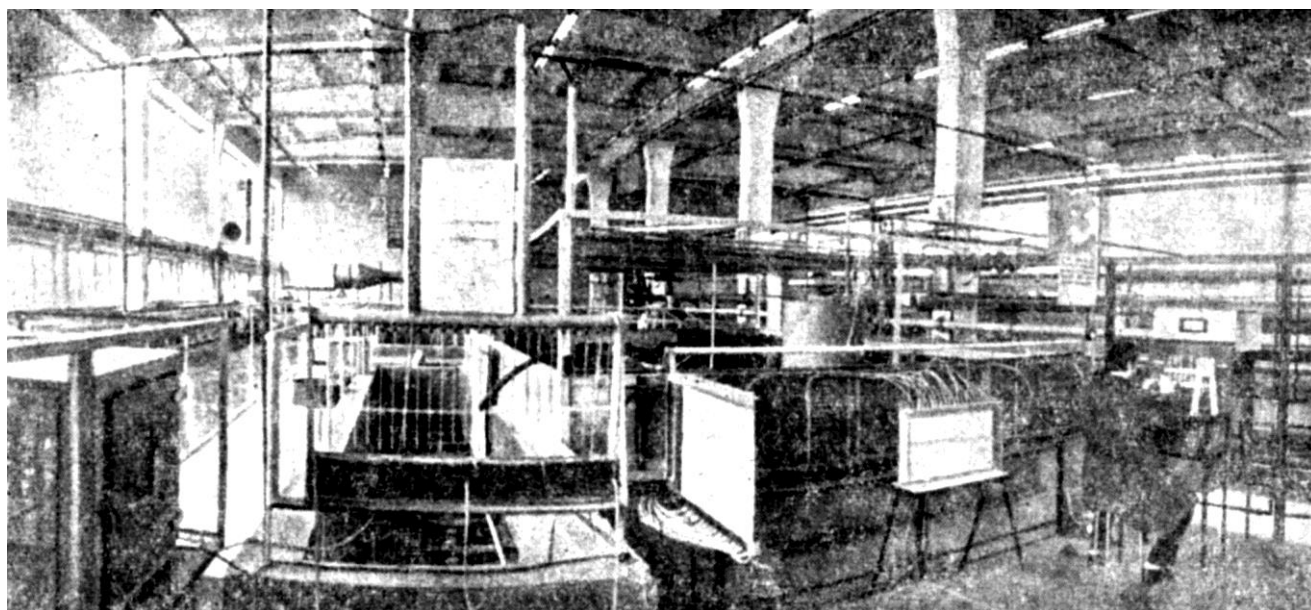


Fig. 11.13. Complexul de modele din interiorul Laboratorului pentru studiul drenajului.

Necesitatea de a găsi soluții optime în termene scurte și cu cheltuieli reduse pentru amenajarea unor unități naturale slab valorificate (de exemplu Trifești – Sculeni, Nămolosa – Măxineni, Călmățui – Buzău) a condus la realizarea în cadrul Laboratorului a unui complex de standuri pentru studiul drenajului. În acest cadru, studiul drenajului se face pe trei modele în interiorul Laboratorului (fig. 11.13) și pe o platformă experimentală în suprafață de 2500 m<sup>2</sup> în exteriorul laboratorului (fig. 11.14).

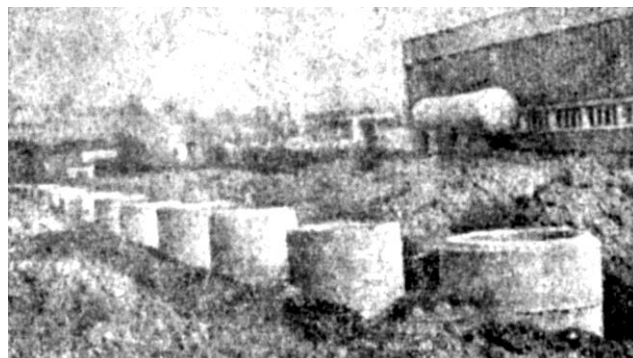


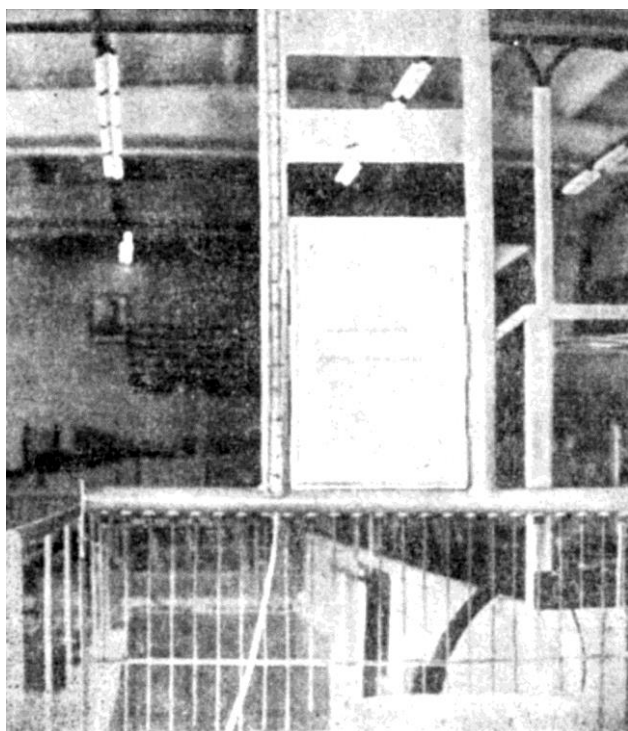
Fig. 11.14. Platforma experimentală pentru studiul drenajului.

#### 11.3.1. MODELE FIZICE DE LABORATOR PENTRU STUDIUL DRENAJULUI

Model pentru studiul influenței intensității ploii și a distanței dintre terenuri asupra spălării solurilor. Acest model (fig. 11.15) este alcătuit dintr-o cuvă din plexiglas de 100 cm lungime, 3 cm lățime și 13 cm înălțime. Trei țevi (drenuri) sunt instalate la o adâncime de 7 cm de la suprafață (două la capete, unul la mijloc).

**Tabelul 11.3.** Exemple de câmpuri experimentale unde s-au făcut studii pentru drenaj

Localitatea	Starea terenului	Climatul	Sistemul de drenaj adoptat	Modul de aplicare a apei	Rezultate obținute – concluzii
Sontyranne (Franța) [17]	Mlăștinis, cu salinitatea ridicată $S = 30$ ha	Vara precipitații, toamna precipitații intense.	Drenuri flexibile din P.V.C, ceramică, rigide la adâncimi de 1,2 m și distanțe 12, 16, 24, 32 m.	Aspersiunea (se folosesc apele Rhônului).	Drenajul este mai activ dacă drenurile sunt învelite cu material filtrant. Este posibilă drenarea solurilor saline alcalice cu conținut ridicat de calcar cu ajutorul drenurilor îngropate. Drenajul + irigațiile asigură o desalinizare eficientă.
Ferma Institutului central de cercetări a salinității solului Karnal – India [18]	Argilos, permeabilitatea este foarte mică, salinitate sodică ridicată, nivelul freatic la 3,50 m.	Arid.	Drenuri tubulare.	Aspersiunea intermitentă. Aspersiunea continuă.	Unele parcele au fost tratate cu ghips, altele nu. – Adăugarea ghipsului a micșorat extinderea fisurilor din sol. – Solurile tratate au o concentrație mai mică, comparativ cu cele netratate. – Ghipsul a mărit eficiența spălării. – Spălarea maximă s-a atins când apa era dată continuu, urmată de udarea alternativă. – În condiții de permeabilitate mică spălarea solurilor sodice este mai eficientă dacă apa se aplică prin udare continuă și se face tratament cu ghips.
Dujailah Utah Annanah Irak [19]	Argilă nămolosă, conține 20-30% CaO (ploturi).	Excesiv, de vară.	Diferite tipuri de drenaj (cu tuburi și cu canale).	Inundare.	Debitul necesar a fi drenat depinde de cantitatea sărurilor ce trebuie spălate. – Este recomandabil să se facă o spălare inițială, când solul este neacoperit. – Eficiența spălării depinde de: metoda de irigare, panta terenului, condițiile de sol și tipul de drenaj.
Socodor România	Mlăștinis, alcalic, apă freatică la adâncime de 0,5-1,5 m și este mineralizată.	Temperat, continental, mare variabilitate a condițiilor meteorologice.	Drenaj vertical. Drenaj orizontal (drenuri din ceramică, P.V.C.).	Aspersiune intermitentă.	Drenajul vertical asigură o slabă evacuare a apelor de suprafață, fără posibilitatea de acțiune asupra coborârii nivelului stratului acvifer, datorită însușirilor fizico-chimice speciale ale solului și caracterului ascensional al apei freactice. Drenajul orizontal s-a dovedit a fi foarte eficient.

**Fig. 11.15.** Micromodel pentru studiul drenajului

Fiecare dren extrem a fost proiectat în așa fel încât să poată transporta jumătate din debitul transportat de drenul central. Drenurile extreme au diametrul de 0,32 cm, iar cel din mijloc 0,5 cm. Drenurile sunt conectate la niște tuburi elastice, care conduc lichidul drenat la niște cilindri gradați, pentru a putea fi măsurat.

În cuvă se așază uniform materialul poros salinizat, pentru ca forțele de tensiune superficială să țină granulele pe loc.

Metoda de irigație adoptată pentru spălare este cea prin aspersiune. Intensitatea ploii se realizează de o baterie de 25 tuburi capilare, egal depărtate între ele, alimentate de un rezervor cu nivel reglabil. Tuburile capilare au diametrul de 0,5 mm și lungimea de 40 cm.

Cu ajutorul acestui model se pot face experiențe pentru opt intensități ale ploii (valoarea minimă a intensității este de 0,75 cm/oră).

În vederea punerii la punct a metodei de cercetare și a testării aparaturii de măsură și control, s-au făcut experimentări prealabile pe linia urmăririi pe profil a procesului de desalinizare, prin două metode: gravimetrică și conductometrică.

*Metoda gravimetrică* constă în luarea de probe și analiza conținutului de săruri din soluția solului. Această metodă necesită mult timp și un mare număr de operații și de aceea se folosește numai ca metodă etalon.

*Metoda conductometrică* este mai rapidă și se poate aplica în cazul când există relații de legătură între conductivitatea electrică și concentrația sărurilor din soluția solului.

În laborator, conductivitatea se poate determina cu ajutorul conductometrului OK 102/1. Acesta are o celulă originală cu electrozi din platină, cu ajutorul căreia se determină conductivitatea soluțiilor. În acest fel se poate afla destul de rapid conductivitatea apei drenate și a soluției extrase cu seringă.

Extragerea soluțiilor este destul de dificilă și de aceea s-a propus o modificare constând în înlocuirea celei cu niște sonde cu electrozi inox V2A, care se pot introduce în sol la diferite adâncimi și în diferite secțiuni.

După ce se determină conductivitatea pe baza relației de legătură stabilită în laborator prin experiențele efectuate, se determină concentrația soluției solului, pentru că aceasta interesează cel mai mult în procesul de desalinizare.

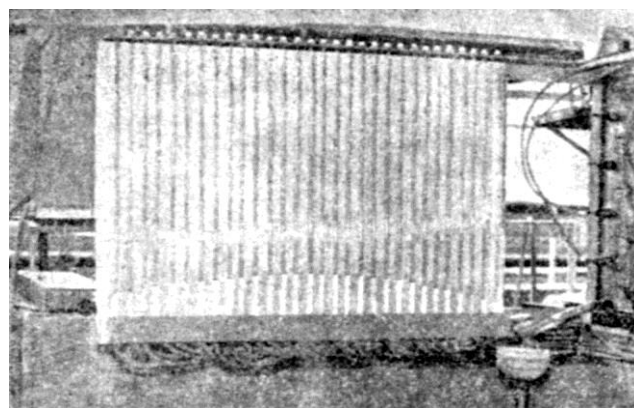
**Model fizic pentru studiul comportamentului drenajului.** Acest model (fig. 11.16) este mai complet și permite studierea mai amplă a drenajului în scop de desalinizare. De asemenea, pe acest model se mai poate studia și fenomenul de salinizare datorită apei freatiche mineralizate.

Modelul este alcătuit dintr-o cuvă de material plastic, așezată într-un schelet metalic. Cuvă are o lungime de 3 m, o lățime de 0,10 m, și o înălțime de 0,50 m. În cuvă se pune mai întâi un strat de pietriș (1-2 cm),

după care se așază uniform materialul pe care se fac experiențele. În interiorul cuvei se găsesc trei drenuri, așezate la distanțe de 1,5 m, unul la mijloc cu diametrul de 15 mm și două la extremități cu diametrul de 10 mm. Pentru accesul apei, drenurile au fante de 1,5 mm. Ele se acoperă cu plăci din sită cu ochiurile de 0,5 mm, pentru a înlătura fenomenul de colmatare.

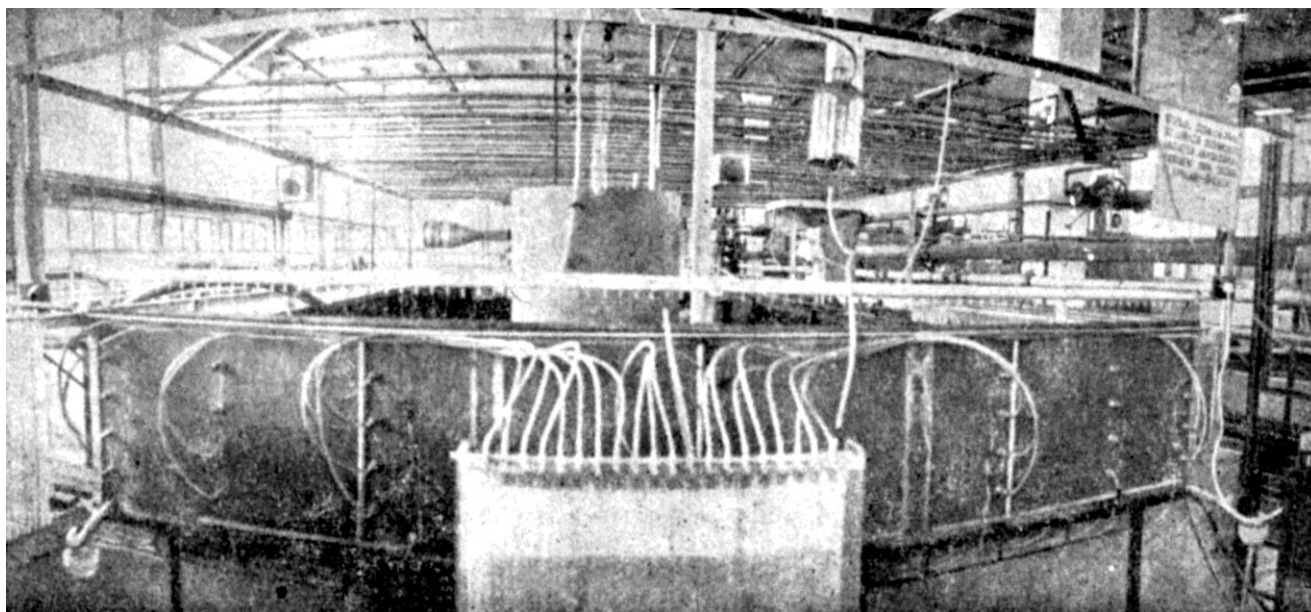
Drenurile sunt conectate la niște tuburi din plastic, care conduc lichidul drenat în vasele cu ajutorul cărora poate fi măsurat.

În partea inferioară a cuvei se găsesc 30 de orificii la distanțe egale, care sunt în legătură, prin intermediul unor tuburi flexibile, cu tabloul piezometric (fig. 11.17). Acest tablou indică nivelul apei în cuvă, precum și curba de depresie când funcționează unul, două sau toate cele trei drenuri.



**Fig. 11.17.** Tablou piezometric.

Pe peretele lateral al cuvei s-au instalat 28 de membrane tensiometrice, distribuite uniform în șapte șiruri, care sunt racordate prin tuburi flexibile la bateria de manometre. În acest fel se poate măsura presiunea.



**Fig. 11.16.** Model fizic pentru studiul drenajului.

Tot pe acest perete lateral s-au instalat 50 electrozi inox, așezați orizontal, dispuși în cinci șiruri duble. Acești electrozi sunt racordați la tabloul cu borne (fig. 11.18) pentru măsurarea conductivității.

De asemenea s-au introdus în cuvă, în trei secțiuni, baterii cu sonde cu electrozi verticali (la adâncimi de 8, 16, 26, 45 cm), racordați la tabloul cu borne pentru măsurarea conductivității.

Ploaia este realizată printr-o baterie de 90 tuburi capilare de 4 cm lungime și 0,5 mm diametru.

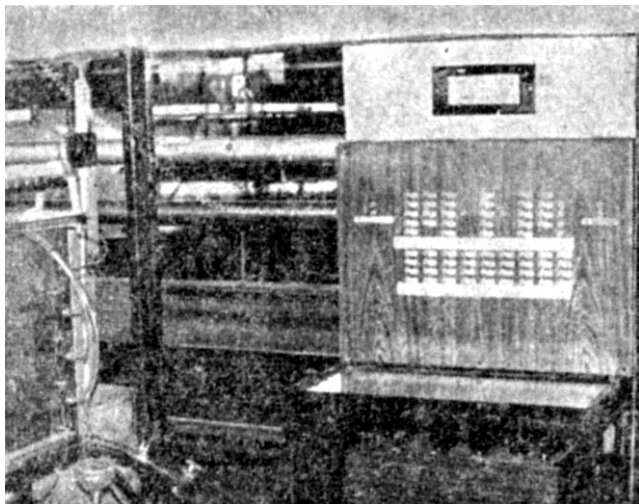


Fig. 11.18. Tablou cu borne.

După introducerea în cuvă a materialului poros, ce urmează a fi studiat, înainte de a se începe spălarea sărurilor pe profil, se face o determinare inițială a conductivității electrice. Apoi se încep spălările. Din când în când se măsoară debitul scurs prin drenuri, presiunea dată de bateria de manometre și înălțimea  $Z$ , care reprezintă distanța de la curba de depresie la suprafața solului.

Determinările continuă până când proporția curgerii exterioare și variația presiunii este mică, iar concentrația soluției solului este aceea a unui sol nesalin.

Cunoscând caracteristicile materialului de studiat și determinând parametrii experimentali, se pot înlocui în formulele care redau similitudinea modelului cu prototipul, obținându-se datele necesare: presiunea, lungimea, timpul, debitul scurgerii, volumul scurgerii, distanța de la curba de depresie la suprafața solului.

**Stand pilot pentru studiul drenajului.** În cadrul laboratorului, pentru verificarea corectitudinii rezultatelor obținute pe cele două modele descrise în interior s-a proiectat și construit un stand pilot (fig. 11.19)<sup>1</sup>. Cu ajutorul acestui stand se pot stabili: metoda de udare a solurilor saline și alcaline, norma de udare pentru spălarea sărurilor, adâncimea de pozare a drenurilor orizontale și distanța dintre liniile de drenuri,

debitul drenurilor, eficiența folosirii drenurilor din diferite materiale, urmărirea pe profil a procesului de desalinizare, efectul filtrului.

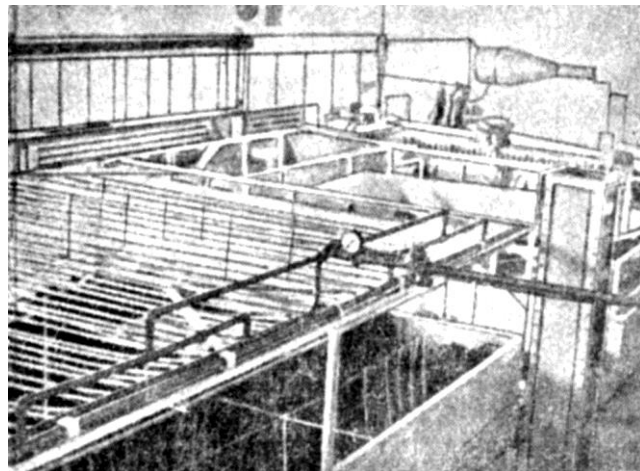


Fig. 11.19. Stand pilot.

Standul este compus din patru compartimente, fiecare compartiment având lungimea de 5,2 m. Primul compartiment este destinat studiului drenajului în condiții asemănătoare cu cele din teren. Lățimea acestui compartiment este de 1 m, iar adâncimea de 1,6 m. Drenajul se studiază direct pe l/ml de dren. Ploaia este asigurată de o instalație specială compusă din rețeaua de alimentare, conducta de distribuție și tuburi din P.V.C. perforate din 5 în 5 cm și așezate la distanțe de 10 cm. Se urmărește ca ploaia dată de această instalație să fie asemănătoare cu cea dată de aspersoare.

Intensitatea ploii se măsoară cu ajutorul unei instalații speciale (fig. 11.20), pe o suprafață de 50x50 cm.

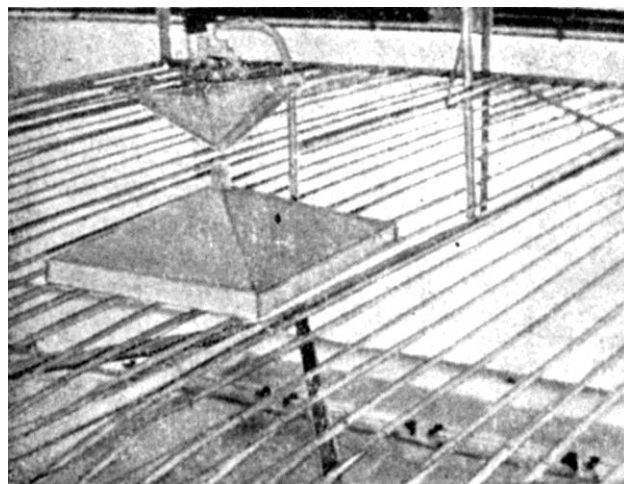


Fig. 11.20. Instalație de măsurare a intensității ploii.

Pentru verificarea uniformității intensității ploii s-a montat o prelată din folie de material plastic ce acoperă primul compartiment al standului. Apa scursă se colectează într-un vas tarat, iar intensitatea se calculează cu relația:

<sup>1</sup> Ing. E. Nițescu, A. Nicolau și studenții M. Vicru, P. Hasan.



$$i_h = 60 \frac{V}{S \cdot t} \text{ mm/oră,}$$

în care:

$V$  este volumul colectat;

$S$  – suprafața standului;

$t$  – timpul de colectare,

Pentru mărirea sau micșorarea intensității ploii se folosește rezervorul cu preaplin.

Instalația este eficientă numai în cazul când solul este total saturat cu apă, iar la suprafață se poate menține un strat de 5-10 mm apă. Acest inconvenient se poate înlătura prin folosirea unei instalații cu duze cu o rază mică de acțiune, care se pot deplasa de-a lungul standului astfel încât să se obțină o ploaie cât mai uniformă.

În acest compartiment s-au introdus cinci șiruri de drenuri la adâncimea de 1 m și un șir la adâncimea de 1,5 m.

Forma curbei de depresie se poate observa la tabloul piezometric din compartimentul al doilea al standului (fig. 11.21).

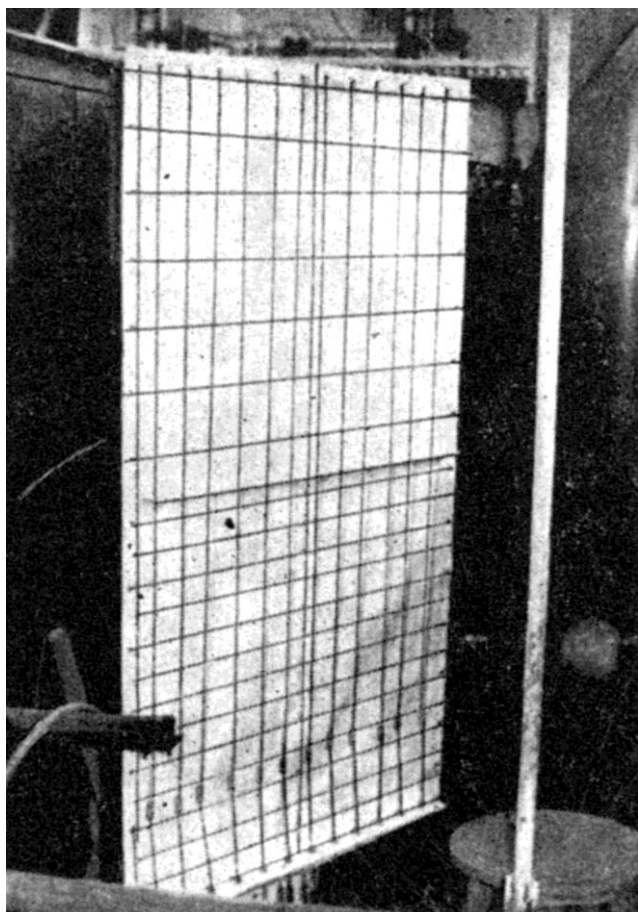


Fig. 11.21. Tabloul piezometric

Pentru a scurta timpul până când tuburile piezometrice vor indica nivelul real din primul compartiment s-au introdus tuburi perforate din P.V.C. umplute cu pietriș și așezate în poziție verticală (fig. 11.22).

Acestea comunică cu tuburile piezometrice prin tuburi flexibile.

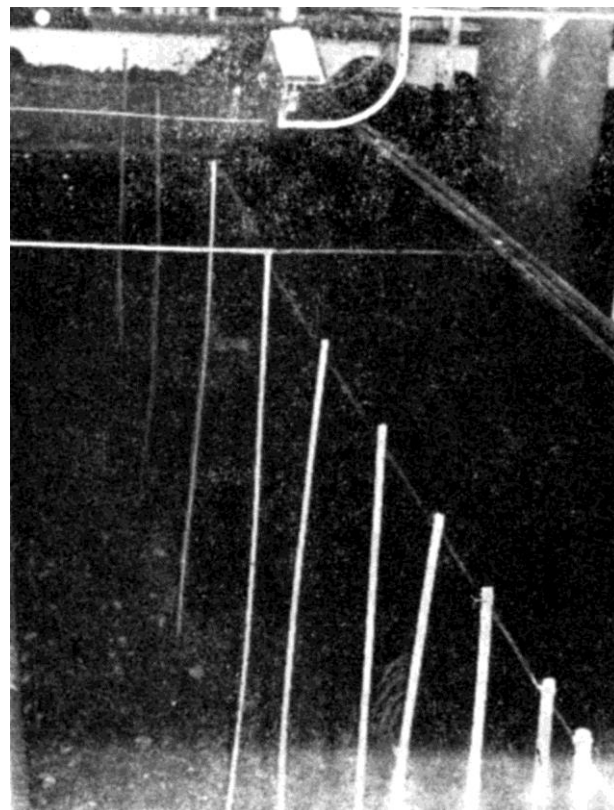


Fig. 11.22. Tuburi umplute cu pietriș.

Pentru a menține un nivel freatic constant la o anumită adâncime, rezervorul de simulare a nivelului freatic (fig. 11.23), din cele două compartimente cu probe de sol, este prevăzut cu un preaplin variabil și cu un aparat de înregistrat automat adâncimea.

Compartimentul al treilea are aceeași destinație ca și primul. În compartimentul al patrulea se colectează apele evacuate de la drenurile așezate la 1 m adâncime. În acest compartiment se găsește și tabloul piezometric pentru al treilea compartiment. Pentru măsurarea conductivității se folosește același procedeu ca la modelele descrise anterior. În acest stand se vor introduce patru baterii cu sonde. Cu ajutorul acestora se poate determina în orice moment concentrația soluției solului. Aceste baterii comunică cu tabloul cu borne prin intermediul unor fire electrice.

### 11.3.2. PLATFORMA EXPERIMENTALĂ PENTRU STUDIUL DRENAJULUI

Până în prezent, în cadrul Laboratorului de irigații și drenaje al Institutului Politehnic „Gh. Asachi”, Iași, baza tehnico-științifică pentru studiul drenajului s-a axat pe realizarea modelelor din interiorul Laboratorului, descrise și analizate anterior.

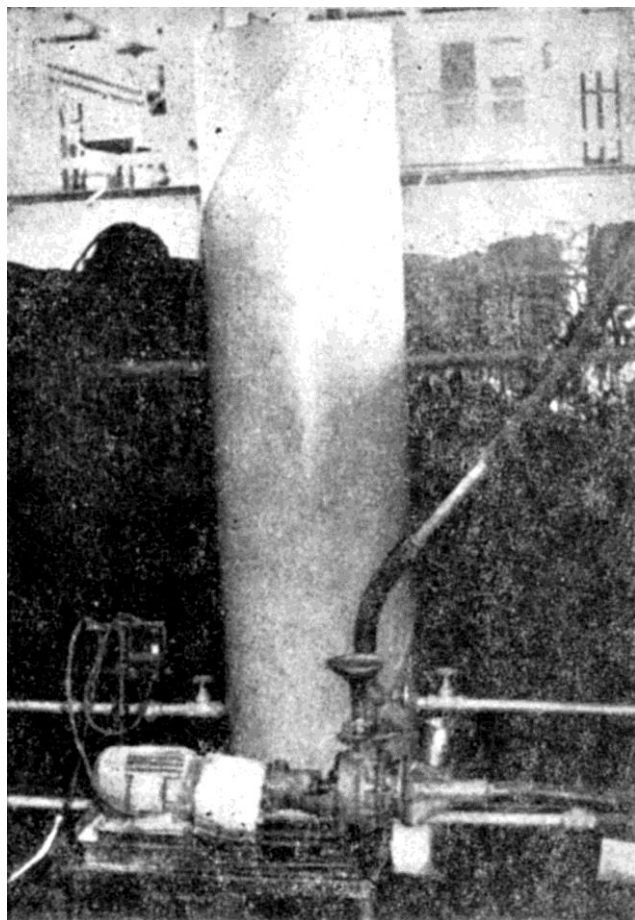


Fig. 11.23. Rezervorul de simulare a nivelului freatic.

Extinderea cerințelor de verificare în teren a variantelor ce prezintă indici superiori a determinat conceperea unei platforme experimentale (v. fig. 11.14) lângă laborator. Această platformă a fost prevăzută a se realiza pe suprafața ocupată de platforma de irigații prin aspersiune. Suprafața acestei platforme este de  $2.500 \text{ m}^2$ .

Cercetările ce urmează a se executa pe acest stand sunt:

- stabilirea eficacității unor materiale de execuție a drenajului, în special eficiența materialelor plastice;
- acțiunea drenajului în scopul desalinizării solurilor;
- evacuarea rapidă a cantității mari de apă de la

udările prin aspersiune ale platformei;

- conlucrarea (cantitativă și calitativă) între drenaj și irigații.

Drenajul constă din două linii de drenuri colectoare; primul este amplasat la 3 m de latura longitudinală a Laboratorului și are rolul de a apăra clădirea acestuia de infiltrațiile provenite în timpul experimentărilor de irigație.

Al doilea colector este amplasat la 20 m de primul și are rolul de a colecta apele provenite din drenurile absorbante, care sunt așezate în unghi de  $60^\circ$  față de colector.

Distanța între liniile de drenuri absorbante este 4 metri. La capătul fiecărei linii de drenuri s-a prevăzut câte o vană pentru închidere, având scopul de a satisface necesitățile de cercetare și reglare a distanței între drenuri în multiplu de 4 m.

În afară de cele două drenuri colectoare și drenurile absorbante arătate mai sus, s-a prevăzut un dren pe latura transversală a Laboratorului, unde este amplasat rezervorul de  $400 \text{ m}^3$ ; acest dren are rolul de a apăra clădirea de apele provenite din infiltrații din zona respectivă.

În scopul prevenirii colmatării drenurilor, s-a prevăzut, atât la colectoare cât și la absorbante, așezarea în jurul lor a unui strat de material cu rol filtrant.

Evacuarea apei din drenurile colectoare s-a prevăzut a se face în două cămine amplasate la capătul liniilor, iar de aici printr-o conductă racord în rețeaua de canalizare a laboratorului.

Căminele de evacuare au spațiul necesar pentru a se putea monta dispozitive și aparate pentru măsurarea debitelor evacuate.

Materialele din care s-au prevăzut drenurile sunt: pentru drenuri colectoare tuburi din beton cu  $D_n = 150 \text{ mm}$ ; pentru drenurile absorbante țevi din P.V.C. cu  $D_n = 50 \text{ mm}$ .

Avantajul acestei platforme este că oferă și posibilitatea folosirii și ce redării materialelor plastice pentru execuția drenurilor; de asemenea, investiția este destul de redusă.

În faza a II-a de studii, rețeaua de drenaj va fi transformată în rețea de irigație subterană precum și în rețea reversibilă.



Prof. univ. dr. doc. ing. **Valeriu Blidaru** reprezintă o personalitate marcantă a învățământului superior și unul din iluștrii fondatori ai învățământului superior hidrotehnic la Iași.

Prin ampla sa lucrare, autorul răspunde tuturor exigențelor unei științe vaste, ce își conturează o nouă identitate și care poate deveni, de asemenea, o disciplină de studiu în planurile de învățământ ale universităților, la masterat și doctorat, tocmai pentru asigurarea creșterii calității învățământului superior românesc și alinierii acestuia la standardele europene și internaționale.

Problema irigației automate constă în a aduce și distribui apa necesară la beneficiari, pe diversele parcele sau sectoare irigabile, în funcție de cerințe. Aceste cerințe variază în timp atât de la an la an, cât și după natura culturilor, iar în cursul aceluiași an după etapele de dezvoltare și creștere a plantelor și condițiile agro-meteorologice (în limita debitului proiectat). Repartiția și reglarea debitului de apă în orice moment, în fiecare canal și la fiecare priză, fără exces sau deficit, conform cerințelor, constituie fondul automatizării în rețelele de irigații.

ISBN: 978-606-37-1526-6  
ISBN: 978-606-37-1533-4

